А. Л. Островський , О. І. Мороз,
З. Р. Тартачинська, І. Ф. Гарасимчук

ГЕОДЕЗІЯ

ТОПОГРАФІЯ

А. Л. Островський, О. І. Мороз,
З. Р. Тартачинська, І. Ф. Гарасимчук
ГЕОДЕЗІЯ
ТОПОГРАФІЯ

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ "ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА"

ГЕОДЕЗІЯ

Частина перша

ТОПОГРАФІЯ

Навчальний посібник

Рекомендувала Науково-методична рада
Національного університету "Львівська політехніка"

Львів
Видавництво Львівської політехніки
2011

УДК 528:528.4(075.8)
ББК 26.12я73
Г 355

Автори:
А.Л. Островський, д-р техн. наук, професор;
О.І. Мороз, д-р техн. наук, професор;
З.Р. Тартачинська, канд. техн. наук, доцент;
І.Ф. Гарасимчук, канд. техн. наук

Рекомендувала Науково-методична рада Національного університету "Львівська політехніка" як навчальний посібник для студентів базового напряму 080101 "Геодезія, картографія та землеустрій" вищих навчальних закладів (Протокол №1/2011 від 29.12.2010 р.)

Рецензенти:

Сидоренко В.Д., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри геодезії Криворізького технічного університету;

Черняга П.Г., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри картографії та просторового моделювання Національного університету "Львівська політехніка";

Бурак К.О., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри інженерної геодезії Івано-Франківського національного технічного університету нафти і газу

Островський А.Л.

Г 355 Геодезія. Частина перша. Топографія: навч. посібник / А.Л. Островський, О.І. Мороз, З.Р. Тартачинська, І.Ф. Гарасимчук. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2011. – 440 с.

ISBN 978-617-607-081-8

Викладено загальні відомості з топографії, системи координат та картографічних проекцій, сучасні дані про форму і розміри Землі, описано найпростіші прилади та вимірювання на місцевості. Розглянуто принцип вимірювання горизонтальних кутів, будову і перевірки технічних теодолітів, польові та камеральні роботи в горизонтальному зніманні. Викладено основи вертикального знімання, а саме рельєф та його зображення на планах і картах, суть геометричного нівелювання, будову та перевірки нівелірів, нівелювання траси та виконання інженерно-геодезичних завдань. Висвітлено теоретичні основи тахеометричного знімання та виконання польових робіт, а також описано прилади, які для цього використовують. Розглянуто суть мензульного знімання, прилади і приладдя для його виконання, їх будову і перевірки та способи створення робочої планово-висотної основи, а також барометричне нівелювання.

Зміст навчального посібника повністю відповідає програмі курсу "Геодезія. Топографія" для студентів, що навчаються за базовим напрямом 080101 "Геодезія, картографія та землеустрій".

УДК 528:528.4(075.8)
ББК 26.12я73

© Островський А.Л., Мороз О.І., Тартачинська З.Р., Гарасимчук І.Ф., 2011
© Національний університет "Львівська політехніка", 2011

ISBN 978-617-607-081-8

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА 7
І. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ З ТОПОГРАФІЇ 9
І.1. Вступна частина 9
І.1.1. Предмет топографії 9
І.1.2. Значення топографії в економіці країни 11
І.1.3. Історичний нарис розвитку топографії та уявлення про форму і розміри Землі 12
І.1.4. Нарис становлення топографо-геодезичного виробництва в Україні 21
І.1.5. Організація топографо-геодезичної служби в Україні 33
І.1.6. Сучасна Державна геодезична мережа України 35
І.1.7. Сучасні дані про форму та розміри Землі 41
І.1.8. Величини, що вимірюються у топографії, та їх проектування на площину 45
І.1.9. Ділянки на поверхні Землі, які приймають за плоскі 47
І.1.10. Системи координат, що використовуються в топографії та геодезії 50
І.2. Картографічні проекції, карти, плани та масштаби 54
І.2.1. Загальні відомості про картографічні проекції 54
І.2.2. Класифікація картографічних проекцій 58
І.2.3. Масштаби планів і карт. Числовий, лінійний і поперечний масштаби 59
І.2.4. Точність масштабу. Точність вимірювання ліній на карті або плані 63
І.2.5. Номенклатура та розграфлення карт і планів 65
І.2.6. Багатоаркушеві карти 69
І.2.7. Поняття про зональну, поперечно–циліндричну проекцію Гаусса–Крюгера 71
І.2.8. Зональна система прямокутних координат Гаусса-Крюгера 75
І.3. Найпростіші геодезичні прилади та вимірювання на місцевості 79
І.3.1. Позначення точок на місцевості та провішування ліній 79
І.3.2. Прилади для лінійних вимірювань (мірні стрічки, рулетки) 83
І.3.3. Компарування мірних стрічок та рулеток 84
І.3.4. Вимірювання ліній мірною стрічкою 86
І.3.5. Грубі похибки, які виникають під час вимірювання лінії стрічкою 88
І.3.6. Приведення нахилених ліній до горизонту 89
І.3.7. Похибки лінійних вимірювань стрічкою 90
І.3.8. Точність вимірювання ліній стрічкою 93
І.3.9. Загальні відомості про лазерні рулетки 93
І.3.10. Будова лазерних рулеток Leica DISTO™ A3 95
І.3.11. Процес вимірювання лазерними рулетками 96
І.3.12. Функціональні можливості й технічні характеристики лазерних рулеток 97
І.3.13. Екліметр. Будова екліметра, вимірювання кутів нахилу 99
І.3.14. Перевірка екліметра 100
І.3.15. Екери. Теорія дводзеркального екера 101
І.3.16. Знаходження екером точки в створі лінії 104
І.3.17. Перевірка дводзеркального екера 105
І.3.18. Знімання ситуації мірною стрічкою та екером 105
І.3.19. Орієнтування ліній 106
І.3.20. Виведення формул для визначення зближення меридіанів 112
І.3.21. Орієнтування аркуша топографічної карти 114
І.3.22. Будова та перевірка бусолі 116
І.3.23. Бусольне знімання ділянки місцевості. Ув'язування полігону графічним способом 117
І.3.24. Оцінка точності результатів вимірювань 120
ІІ. ГОРИЗОНТАЛЬНЕ ЗНІМАННЯ 126
ІІ.1.Теодоліт. Будова та перевірки 126
ІІ.1.1. Принцип вимірювання горизонтального кута 126
ІІ.1.2. Принципова схема теодоліта 127
ІІ.1.3. Головні характеристики та класифікація кутомірних приладів 129
ІІ.1.4. Штрихові та шкалові мікроскопи 132
ІІ.1.5. Будова зорових труб 134
ІІ.1.6. Збільшення зорової труби 135
ІІ.1.7. Поле зору труби 136
ІІ.1.8. Яскравість зображення предметів, яке передається зоровою трубою 137
ІІ.1.9. Недоліки простих лінз. Сферична та хроматична аберації 139
ІІ.1.10. Встановлення зорової труби по оку і по предмету. Паралакс сітки ниток 142

II.1.11. Труби з внутрішнім фокусуванням 143
II.1.12. Рівні, їх будова та призначення 145
II.1.13. Перевірки та юстування теодолітів 149
II.2. Вимірювання горизонтальних кутів 158
II.2.1. Встановлення теодоліта над вершиною кута 158
II.2.2. Вимірювання горизонтальних кутів методом прийомів 159
II.2.3. Вимірювання горизонтального кута методом повторень 162
II.2.4. Вимірювання горизонтальних кутів методом кругових прийомів 164
II.2.5. Похибки, які впливають на точність вимірювання горизонтальних кутів 165
II.2.6. Виведення формули допустимої кутової нев'язки у кутомірному ході або полігоні 171
II.2.7. Знімальна (робоча) геодезична основа 172
II.2.8. Необхідна точність математичної основи паперових та електронних карт. Проектування теодолітних ходів 174
II.3. Виконання горизонтального знімання (польові роботи) 180
II.3.1. Прокладання теодолітних ходів 180
II.3.2. Способи знімання ситуації. Зарис 183
II.4. Камеральні роботи в горизонтальному зніманні 184
II.4.1. Залежність між дирекційними кутами та горизонтальними кутами теодолітного ходу 184
II.4.2. Врівноваження горизонтальних кутів у полігоні 185
II.4.3. Врівноваження горизонтальних кутів у розімкнених теодолітних ходах 188
II.4.4. Пряма та обернена геодезичні задачі 189
II.4.5. Врівноваження приростів координат у зімкнутому теодолітному ході 190
II.4.6. Врівноваження приростів координат у розімкненому теодолітному ході 193
II.4.7. Приклад обчислення координат точок зімкнутого теодолітного ходу (полігона). Відомість координат 194
II.4.8. Приклад обчислення координат точок розімкненого теодолітного ходу 198
II.4.9. Побудова координатної сітки. Нанесення на план пунктів теодолітного ходу за їхніми координатами 201
II.4.10. Побудова плану горизонтального знімання 206
II.5. Визначення площ 208
II.5.1. Безпосереднє та посереднє визначення площ. Класифікація посередніх методів визначення площ 208
II.5.2. Суть графічного способу визначення площ 208
II.5.3. Суть механічного способу визначення площ 209
II.5.4. Цифрові планіметри 211
II.5.5. Функціональні можливості й технічні характеристики цифрових планіметрів 213
II.5.6. Теорія полярного планіметра 214
II.5.7. Геометричний зміст сталих планіметра τ і Q 216
II.5.8. Перевірки планіметра 216
II.5.9. Точність визначення площ планіметром 217
II.5.10. Аналітичний метод визначення площ 218
II.5.11. Визначення площ методом академіка Савича 219
III. ВЕРТИКАЛЬНЕ ЗНІМАННЯ 221
III.1. Рельєф та його зображення на планах та картах 221
III.1.1. Абсолютні та умовні висоти. Перевищення. Геодезичні висоти 221
III.1.2. Основні форми рельєфу 222
III.1.3. Способи зображення рельєфу на планах та картах 223
III.1.4. Зображення рельєфу на планах та картах горизонталями. Властивості горизонталей 225
III.1.5. Визначення стрімкості схилів. Масштаби закладень 227
III.1.6. Способи побудови горизонталей на планах та картах 229
III.1.7. Задачі, що розв'язують на топографічних картах та планах 232
III.2. Геометричне нівелювання 237
III.2.1. Суть геометричного нівелювання. Нівелірний хід 237
III.2.2. Вплив кривини Землі на результати геометричного нівелювання 241
III.2.3. Спільний вплив кривини Землі та вертикальної рефракції на результати геометричного нівелювання 242
III.2.4. Державна нівелірна мережа 243
III.2.5. Нівелірні знаки 245
III.3. Прилади для геометричного нівелювання 248
III.3.1. Класифікація нівелірів. Основні осі нівелірів 248
III.3.2. Оптичні нівеліри 250
III.3.3. Перевірки оптичних нівелірів 254
III.3.4. Будова електронного нівеліра Sprinter 200M 257

III.3.5. Перевірки електронного нівеліра Sprinter 200M 259
III.3.6. Нівелірні рейки 262
III.3.7. Визначення ціни поділки циліндричного рівня та збільшення зорової труби за допомогою нівелірної рейки 263
III.3.8. Розрахунок оптимальної віддалі від нівеліра до рейки 265
III.3.9. Лазерні нівеліри 267
III.3.10. Функціональні можливості та технічні характеристики лазерних нівелірів 268
III.4. Технічне нівелювання під час інженерно-геодезичних вишукувань 276
III.4.1. Загальні відомості про види та завдання інженерно-геодезичних вишукувань 276
III.4.2. Прокладання на трасі ліній заданих напрямків та ухилів 277
III.4.3. Вимірювання і побудова кутів повороту траси. Контроль кутових вимірювань на трасі 279
III.4.4. Елементи заокруглень. Головні точки колової кривої 281
III.4.5. Розмічування пікетажу і поперечників. Знімання ситуації 282
III.4.6. Послідовність роботи на станції технічного нівелювання оптичними нівелірами. Зв'язувальні, проміжні та іксові точки 285
III.4.7. Послідовність роботи на станції технічного нівелювання електронними нівелірами Sprinter 200M 289
III.4.8. Прив'язка початкової та кінцевої точок траси до реперів та марок 290
III.4.9. Опрацювання журналу поздовжнього технічного нівелювання. Обчислення висот зв'язувальних та проміжних точок 291
III.4.10. Детальне розмічування колових кривих. Винесення пікетів на криву 294
III.4.11. Особливі випадки технічного нівелювання 297
III.4.12. Точність технічного нівелювання 299
III.4.13. Побудова профілю траси. Основні вимоги до проведення проектної лінії 301
III.4.14. Червоні та чорні висоти, точки нульових робіт, робочі висоти. Визначення горизонтальних віддалей до точок нульових робіт 304
III.4.15. Нівелювання рік. Знімання живих перерізів та визначення ухилу рік 306
III.4.16. Визначення швидкості течії річок та витрати води 308
III.5. Нівелювання поверхні 309
III.5.1. Розмічування магістралей та сітки квадратів 309
III.5.2. Виконання нівелювання поверхні 311
III.5.3. Складання плану нівелювання поверхні 313
IV. ТАХЕОМЕТРИЧНЕ ЗНІМАННЯ 314
IV.1. Основні формули та прилади тахеометричного знімання 314
IV.1.1. Суть тахеометричного знімання 314
IV.1.2. Виведення повної формули тригонометричного нівелювання 316
IV.1.3. Нитковий віддалемір. Теорія ниткового віддалеміра у трубі із зовнішнім фокусуванням 318
IV.1.4. Визначення сталих K і C ниткового віддалеміра 321
IV.1.5. Теорія ниткового віддалеміра в трубі з внутрішнім фокусуванням 322
IV.1.6. Експериментальне визначення змінної $P_{зм}$ 324
IV.1.7. Тахеометричні рейки 325
IV.1.8. Приведення похилих віддалей, виміряних нитковим віддалеміром, до горизонту 326
IV.1.9. Перетворення основної формули тригонометричного нівелювання 327
IV.1.10. Точність тригонометричного нівелювання 327
IV.1.11. Точність ниткового віддалеміра 328
IV.1.12. Будова вертикального круга тахеометра з циліндричним рівнем при алідаді вертикального круга 330
IV.1.13. Будова вертикального круга тахеометра з циліндричним рівнем тільки при алідаді горизонтального круга 332
IV.1.14. Виведення формул для визначення місця нуля (МО) і кутів нахилу тахеометра 2Т-30 333
IV.1.15. Виведення формул для визначення місця нуля (МО) і кутів нахилу тахеометра Т-30 336
IV.1.16. Приведення значення місця нуля (МО) до нуля 337
IV.1.17. Перевірки кругових тахеометрів 339
IV.1.18. Будова номограмного тахеометра 340
IV.1.19. Теорія номограмного тахеометра 343
IV.1.20. Перевірка номограмного тахеометра 345
IV.1.21. Електронні тахеометри та автоматизовані системи відлічування 347
IV.1.22. Будова електронного тахеометра Leica TC 403L 353
IV.1.23. Керування тахеометром Leica TC 403L 355
IV.1.24. Підготовка тахеометром Leica TC 403L до роботи 356
IV.1.25. Перевірки електронного тахеометра Leica TC403L 357

IV.2. Виконання тахеометричного знімання поверхні ... 360
IV.2.1. Знімальна основа для тахеометричного знімання ... 360
IV.2.2. Створення пунктів знімальної основи тахеометричними ходами ... 361
IV.2.3. Основні вимоги до прокладання тахеометричних ходів ... 362
IV.2.4. Рекогностування та закріплення пунктів тахеометричного ходу ... 363
IV.2.5. Прокладання тахеометричного ходу ... 364
IV.2.6. Основні вимоги до виконання тахеометричного знімання ... 367
IV.2.7. Послідовність роботи на станції під час тахеометричного знімання ... 370
IV.2.8. Точність тахеометричного ходу у висотному відношенні ... 374
IV.3. Камеральні роботи за результатами тахеометричного знімання ... 376
IV.3.1. Опрацювання журналу тахеометричного ходу ... 377
IV.3.2. Обчислення координат пунктів тахеометричного ходу ... 379
IV.3.3. Обчислення висот пунктів тахеометричного ходу ... 384
IV.3.4. Опрацювання журналу тахеометричного знімання ... 385
IV.3.5. Складання плану тахеометричного знімання ... 387
IV.3.5. Сучасні методи нанесення пікетних (рейкових) точок ... 389
V. МЕНЗУЛЬНЕ ЗНІМАННЯ ... 391
V.1. Суть мензульного знімання ... 391
V.2. Прилади, які використовують під час мензульного знімання ... 393
V.2.1. Мензула і її приладдя ... 393
V.2.2. Кіпрегелі ... 394
V.3. Перевірки приладів для мензульного знімання ... 399
V.3.1. Перевірка штатива ... 399
V.3.2. Перевірка мензули ... 400
V.3.3. Перевірка орієнтир-бусолі ... 401
V.3.4. Перевірка центрувальної вилки ... 401
V.3.5. Перевірка кіпрегеля ... 402
V.3.6. Дослідження номограм і вертикального круга ... 405
V.4. Похибки, які впливають на точність прокреслення ліній ... 408
V.4.1. Вплив центрування планшета ... 408
V.4.2. Вплив нівелювання планшета ... 409
V.4.3. Вплив орієнтування планшета ... 410
V.4.4. Вплив колімаційної похибки ... 411
V.4.5. Вплив нахилу осі обертання труби ... 412
V.5. Створення робочої планово-висотної основи ... 413
V.5.1. Пряма засічка на мензулі ... 414
V.5.2. Комбінована засічка на мензулі ... 415
V.5.3. Обернена засічка на мензулі ... 416
V.5.4. Геометрична мережа ... 419
V.5.5. Мензульні ходи. Перехідні точки ... 421
V.5.6. Обчислення координат точок з метою видовження коротких ліній ... 422
V.6. Послідовність мензульного знімання ... 423
V.6.1. Підготовка планшета до роботи ... 423
V.6.2. Знімання контурів та рельєфу ... 424
V.6.3. Кальки висот і контурів ... 425
V.6.4. Графічне оформлення топографічної карти ... 426
V.6.5. Зведення рамок суміжних топографічних планшетів ... 426
V.6.6. Формуляр трапеції ... 427
V.6.7. Контроль і приймання робіт ... 427
VI. БАРОМЕТРИЧНЕ НІВЕЛЮВАННЯ ... 428
VI.1. Суть та призначення барометричного нівелювання ... 428
VI.1.1. Одиниці вимірювання тиску ... 428
VI.2. Прилади для барометричного нівелювання ... 429
VI.2.1. Рідинні барометри ... 429
VI.2.2. Безрідинні барометри ... 430
VI.3. Виконання барометричного нівелювання ... 431
VI.3.1. Барометричні формули ... 431
VI.3.2. Послідовність робіт під час барометричного нівелювання ... 432
VI.3.3. Точність барометричного нівелювання ... 433
VI.3.4. Способи барометричного нівелювання ... 433
VI.3.5. Способи обчислення барометричного нівелювання ... 435
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ ... 437

ПЕРЕДМОВА

Однією з головних дисциплін, що формує базові знання майбутнього фахівця у галузі геодезії є топографія.

Геодезисти створюють плани, профілі, карти, цифрові моделі місцевості (ЦММ) та цифрові моделі рельєфу (ЦМР). Саме топографія найповніше вивчає їх побудову. Тому майбутній геодезист повинен передусім вміти складати плани і карти – як графічні, так і цифрові, читати їх та використовувати для розв'язання будь-яких інженерних задач.

Особливу увагу в топографії звертають на зображення на площині тривимірного простору, яким є рельєф місцевості та й загалом фізична поверхня планети Земля.

Оскільки польові топографічні роботи виконують за допомогою оптичних, електронних та інших приладів, тому в навчальному посібнику їх розглянуто детально.

Результати польових топографічних вимірювань підлягають математичному опрацюванню. Деякі елементи теорії математичного опрацювання геодезичних вимірів також викладено в цьому курсі.

У частині 1 курсу "Геодезія" – "Топографія" – з методичних міркувань описано тільки наземні методи топографічного знімання. Інші, і передовсім аерометоди, розглянуто у частині 2 курсу "Геодезія".

У навчальному посібнику подано елементи теорії похибок та розглянуто можливості зменшення похибок вимірювань методикою робіт, застосуванням таких приладів, які забезпечують найбільшу точність вимірів із мінімальною витратою часу та коштів.

Топографічне знімання усієї території будь-якої країни в єдиній системі координат, а тим більше такої значної за площею, як Україна, неможливо виконати без знань про форму й розміри Землі, про її гравітаційне поле та зміну цих параметрів у просторі та часі, тобто не знаючи елементів геодезії та вищої геодезії, методів побудови опорних геодезичних планових та висотних мереж. Тому цим питанням також приділено належну увагу в курсі.

Автори намагалися, за змогою, зберегти принципи української геодезичної школи, в якій, щоб полегшити студентам засвоєння предмета, спочатку

розглядають горизонтальне знімання. Воно охоплює будову та перевірки теодолітів, принципи вимірювання горизонтальних кутів, способи прокладення та прив'язування до пунктів Державної геодезичної мережі теодолітних ходів, способи знімання контурів та ситуації, камеральні роботи, побудову плану горизонтального знімання та визначення площ різними способами.

Потім розглядають вертикальне знімання (геометричне нівелювання), де показано способи знімання та зображення рельєфу на планах і картах, способи геометричного нівелювання, будову та перевірки приладів, що використовують для цього, методику технічного нівелювання та нівелювання поверхні. І тільки після цього описують методи одночасного знімання рельєфу та ситуації, тобто тахеометричного та мензульного знімання.

Тому в основу поділу навчального посібника на розділи покладено не види геодезичних вимірів, а методи топографічних знімань фізичної поверхні Землі. Окремо виділено загальні питання топографії, відомості про картографічні проекції, масштаби, номенклатуру карт і планів тощо.

Автори зробили першу спробу написати навчальний посібник із сучасної топографії для геодезичних спеціальностей і будуть вдячні читачам за слушні пропозиції та зауваження стосовно його змісту.

О.І. Мороз,
заслужений діяч науки і техніки України,
доктор технічних наук, професор

РОЗДІЛ І. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ З ТОПОГРАФІЇ

І.1. Вступна частина

І.1.1. Предмет топографії

Топографія – наука, що детально, частинами, вивчає фізичну поверхню Землі в геометричному відношенні і досліджує способи зображення цієї поверхні у вигляді графічних та цифрових планів і карт або вертикальних перерізів (профілів), необхідних для розв'язання різних інженерних задач.

Топографія вивчає лише тверду оболонку планети – сушу; вивчення її рідкої оболонки – океанів та морів – є предметом гідрографії. Велика територія суші змушує вивчати її частинами, а дослідження частин вимагає знання цілого.

Відомий російський геодезист, професор В.В. Вітковський, щоб пояснити різницю між геодезією і топографією, наводив такий приклад: нехай потрібно детально вивчити поверхню будинку. Оскільки будь-який будинок – це тіло, обмежене декількома площинами, то передусім вимірюють розміри цих площин та кути, утворені ними; пізніше починають детально досліджувати кожну площину – грань. Виявляється, що ці грані складаються з різноманітних кривих поверхонь, випуклостей та заглиблень, а самі грані є площинами тільки в загальних рисах.

Цей приклад визначення загального вигляду будинку та розмірів його граней можна порівняти з визначенням форми й розмірів усієї Землі, чим і займається геодезія. Детальне вивчення опуклостей та заглиблень на кожній грані, подібне до дослідження нерівностей – гір, долин та інших форм рельєфу земної поверхні, і є предметом топографії.

Узагальнюючи цей приклад, зазначимо:

1) під дійсною поверхнею Землі розуміють переважно сушу, на якій виконують вимірювання, та незбурену поверхню океанів та морів. Безперервне (суцільне) відображення фізичної поверхні фігури Землі, наприклад, у вигляді карт не є завданням геодезії (вищої геодезії). Цим займається передовсім топографія;

2) головне завдання геодезії (вищої геодезії) зазвичай формулюють як визначення положення деякої опорної мережі точок в єдиній системі просторових координат. Цю мережу використовують для вивчення фігури та розмірів Землі;

3) одночасно з фізичною поверхнею Землі в наукових дослідженнях та під час розв'язування інженерних задач важливу роль відіграє поверхня ***геоїда***, тобто рівнева поверхня потенціалу сили ваги (сили тяжіння), що збігається в океані з

його незбуреним середнім рівнем, уявно продовжена під материками так, щоб напрямки прямовисних ліній перетинали її завжди під прямим кутом. Напрямок прямовисної лінії має нитка, на якій підвішений тягар, тобто нитка виска;

4) для того, щоб точно визначити геоїд, потрібно виконувати вимірювання на його поверхні. Фактично вимірювання ведуться на фізичній поверхні Землі. Фігура геоїда залежить від розподілу мас і їхньої густини в тілі Землі, які, на жаль, не завжди відомі. Отже, точно визначити фігуру геоїда неможливо. Тому в 1945 році М.С. Молоденський запропонував перейти до вивчення фігури ***квазігеоїда*** – поверхні, яку можна однозначно визначити за наземними вимірами, незнаючи законів густини і розподілу мас в тілі Землі. Поверхня квазігеоїда збігається з геоїдом на океанах і морях та наближається до поверхні геоїда на суші (за деякими оцінками розходження не перевищують 2 м). У наш час геодезисти вивчають і геоїд, і квазігеоїд. Перевага квазігеоїда в можливості точно визначити його відомими астрономо-гравіметричними методами, а недолік у фактичній відсутності такої фігури в природі. Геоїд – це реальна фігура. Сьогодні можна побудувати геоїд за даними наземної і морської гравіметрії, даними супутникової альтиметрії тощо;

5) альтернативне поняття фігури Землі як фізичної поверхні ввів Брус у 1878 р. Ні геоїд, ні квазігеоїд не збігаються з фізичною поверхнею Землі. Крім того, поверхні геоїда, квазігеоїда і, тим більше, фізична поверхня Землі є доволі складними і їх неможливо замінити відомими аналітичними поверхнями. Для наукового та практичного використання необхідна узагальнена, досить проста апроксимація фігури Землі, яку можна описати математичними рівняннями. За математичну модель фігури Землі прийнято еліпсоїд обертання. Параметри еліпсоїда підбирають за умови, що його відхилення від геоїда (квазігеоїда) для усієї Землі або для окремих територій мінімальні. Такі еліпсоїди називають ***загальноземним*** та ***референц-еліпсоїдом,*** відповідно;

6) якщо куля є першим, геоїд (квазігеоїд) – другим, то фізична поверхня мала би бути третім, кінцевим результатом вивчення фігури та розмірів нашої планети. Але насправді це не так. З часом змінюється положення точок на поверхні Землі і виникає необхідність вивчення рухів її фізичної поверхні. В результаті статична тривимірна геодезія перетворилася на чотиривимірну кінематичну геодезію. Нові завдання геодезії вимагають періодичних, повторних вимірювань та значного підвищення їхньої точності. В останні десятиріччя значну роль у вивченні причин рухів земної кори відіграє геодезія. Це веде до перетворення кінематичної геодезії на динамічну геодезію. Тобто, геодезія сьогодні є не тільки технічною, але й природничою наукою, здатною прогнозувати майбутнє планети Земля. В наш час розробляються методи і визначаються відхилення геоїда (квазігеоїда) або фізичної поверхні Землі від прийнятого на певну територію еліпсоїда. Визначенням залишкових відхилень

геоїда (квазігеоїда) від встановленого еліпсоїда займається геодезія, а визначення відхилень фізичної поверхні Землі від еліпсоїда є задачею, яку і розв'язує топографія, використовуючи плани та карти.

Слово "***топографія***" у перекладі з грецької мови означає "***опис місцевості***" (**τοποζ** – місце, місцевість; **γραφω** – пишу). Інколи топографію називають геодезією. Слово "**геодезія**" у перекладі з грецької означає "***землерозподілення***" (**γεο** – земля, **δαιω** – поділяю). Звідси зрозуміло, що завданням геодезії (топографії) у період її виникнення був розподіл землі між землекористувачами. Невипадково єгипетських геодезистів (топографів) греки називали ***арпедонаптами*** – натягувачами шнурів. Топографію називають також практичною геометрією. В перекладі з грецької мови слово "геометрія" означає землевимірювання.

Загалом наука геодезія ширша, ніж топографія. Геодезія розв'язує різноманітні задачі і поділяється на такі наукові дисципліни:

1) вища геодезія;
2) геодезія;
3) топографія;
4) аерофотознімання і фотограмметрія;
5) інженерна геодезія;
6) землевпорядкування та кадастр;
7) космічна геодезія;
8) картографія;
9) геоінформаційні системи.

Топографія є частиною геодезії. Її можна поділити на наземну топографію та аерофототопографію.

У цьому підручнику розглянуто питання наземної топографії. Топографія, як і геодезія, тісно пов'язана з геоморфологією, географією, гідрографією, геологією, геофізикою та іншими науками про Землю, а також із математикою та фізикою.

З викладеного випливає, що вища геодезія вивчає рівневу поверхню Землі загалом, а топографія – її реальну фізичну поверхню, але частинами, оскільки, не знаючи цілого, не можна мати достовірне уявлення про його частини, і навпаки. Отже, остаточна мета обох наук збігається.

І.1.2. Значення топографії в економіці країни

Карти та плани є одними із найважливіших джерел знань, які використовують для пізнання Всесвіту.

Інженер і дослідник, пілот і будівельник, геолог і агроном, офіцер і синоптик, вчений і державний діяч – усі звертаються до карти і знаходять на ній відповіді на свої запитання.

Карта, план, як уже зазначалось, є кінцевим продуктом топографії. Тому значення топографії в економіці важко оцінити. Щоб забезпечити безперервний

ıток продуктивних сил країни, економію матеріальних ресурсів, часу, ів, потрібно вивчати територію країни в топографічному аспекті за могою планів та карт. Для картографування держави необхідно на всій її орії насамперед створити і постійно оновлювати мережу точок із відомими инатами, визначеними з високою точністю.

Просторове – планове й висотне – положення цих точок має бути віднесено иної на всю країну системи координат, тобто до єдиного початку координат. Це важливе й складне завдання і його вирішують насамперед спеціалісти, що ь фундаментальні знання з геодезії. З переходом до великомасштабних нь вимоги до точності визначення координат пунктів постійно зростають.

Швидкі темпи науково-технічного прогресу ставлять перед геодезистами пографами низку нових завдань: закладення геодинамічних полігонів для ння просторових рухів земної кори й прогнозування землетрусів, ення космічних базисів, картографування Місяця та планет Сонячної ми тощо.

Топографія має велике значення у вишукуваннях, проектуванні, будів- ıі та експлуатації (спостереженнях за деформаціями) різноманітних ıслових та цивільних споруд (заводів, фабрик, вокзалів, аеропортів, жит- будинків), атомних електростанцій, гідротехнічних споруд (гідроелектро- ій, судноплавних, осушувальних та зрошувальних каналів), залізниць, обільних доріг, ліній електропередач та зв'язку, трубопроводів тощо. Їх кливо будувати та експлуатувати без планів, карт, профілів.

У зв'язку із земельною реформою нові функції виконуватиме земельний гр, метою якого є узагальнення даних про земельні ділянки, їхні ıричні, просторові, економічні, юридичні характеристики тощо.

Важливу роль топографія відіграє в обороні країни. В армії є топографічні зділи. Під час військових дій важливо знати ступінь прохідності або гупності певної ділянки місцевості. Велике значення мають не тільки і хребти, ліси, долини, болота чи елементи гідрографії, але й незначні ки місцевості, які можуть бути укриттям для військ. Особливо зросла роль ії й топографії в армії з появою ракетної техніки, оскільки лише авши спеціальні вимірювання та розрахунки, можна точно спрямувати / на ціль.

I.1.3. Історичний нарис розвитку топографії та уявлення про форму і розміри Землі

Топографія, як і астрономія та геодезія, одна з найстаріших наук. Ще за віків до нашої ери люди мали уявлення про вимірювання земельних ік. В Ститі за 4000 3000 рр. до нашої ери було створено великі іригаційні

системи та захисні споруди, збудовано грандіозні піраміди (зокрема найбільша піраміда Хуфу), зведено палаци та храми, підземні споруди тощо. Це неможливо було зробити без вимірювань на місцевості, без знання топографії.

Карта – одне з найважливіших досягнень людської думки. Вона з'явилась ще до появи писемності і багато тисячоліть допомагає людям у пізнанні Всесвіту. Без карти не вирушить у дорогу жоден мандрівник, жодна експедиція. Без карти неможливо будувати міста та села, заводи та електростанції, автостради та залізниці, прокладати канали та лінії електропередач, нафто-, газо-, водо-, та теплопроводи.

Перші схематичні карти та плани доповнювались описуванням меж ділянок землеволодінь, а описання місцевості за суттю і є топографією.

Одну з перших у світі схематичних карт знайдено саме на території України. Вона створена близько 15000 років тому на уламку бивня мамонта і зображує околиці села Межиріч на Черкащині (*рис. І.1.1*). Чотири об'єкти, позначені на "карті", збереглись до наших часів. Спочатку археологи знайшли на місцевості три великі споруди, складені з кісток мамонтів. Внутрішні приміщення були завалені камінням, на одному з яких і помітили зарис околиць. Порівнюючи "карту" з місцевістю, головні частини ландшафту віднайшли відразу – спуск з гори, річка, але це тільки три споруди, а на рисунку їх чотири. Отже, треба було шукати ще одну. Через декілька років археологи знайшли і четверту. Стародавня карта не підвела!

Звичайно, цей рисунок украй примітивний: на ньому зовсім не витримано співвідношення розмірів. Однак слід визнати, що рисунок на бивні – не що інше, як стародавня карта, за допомогою якої наші предки намагались відобразити своє уявлення про місцевість.

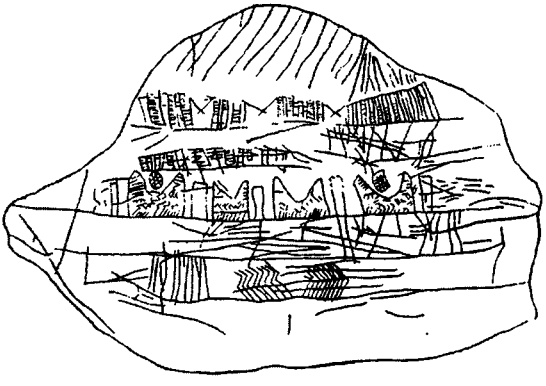


Рис. І.1.1. Схематична карта села Межиріч на уламку бивня мамонта

Значно пізніше територію України показав на карті світу видатний грецький учений Клавдій Птоломей (87–165 рр. н.е.).

Ці дві вищезгадані карти є доказом того, що Україна існує багато віків. Київська Русь, за свідченням літописця, була державою з високою культурою й освітою. Цікаво, що в "Літописі" 996 р. записано: "...князь Володимир, люблячи дружину, разом із нею думав про устав земельний...", тобто йдеться про створення земельних законів – правил користування землею та її обліку. А в "Руській правді" Я. Мудрого (1054) містяться закони про

у меж земельних ділянок від порушень. Є наприклад, такий запис: "...) граничний зрубить або межовий стовп повалить, з того 12 гривень пені". Влада Київської держави у ті часи поширювалась далеко на південь, до ої течії Кубані та Керченської протоки, а на Таманському півострові лось Тмутороканське князівство, залежне від Києва. В руїнах поблизу (Тмуторокані) знайдено кам'яну плиту-пам'ятник, на якій вирізьблено "В літо 6576 Глеб князь меріл морем по леду от Тмутороканя до Керчева . сажень". Це означає, що в 1068 р. була виміряна ширина Керченської и між Таманським півостровом і містом Керч, яка згідно з цими вимірами ить 29,9 км (1 сажень дорівнює 2,1336 м). На *рис. I.1.2* подана копія з алу цього пам'ятника. Це перша пам'ятка, що збереглася до нашого часу, ть про топографо-геодезичні вимірювання в Київській Русі. Пам'ятка ється в Ермітажі (Санкт-Петербург). Князь Гліб, як зазначено в исі", княжив у Тмуторокані і був убитий на війні в 1078 році. Той факт, ке князь займався вимірюваннями, говорить про значення, якого надавали аві.

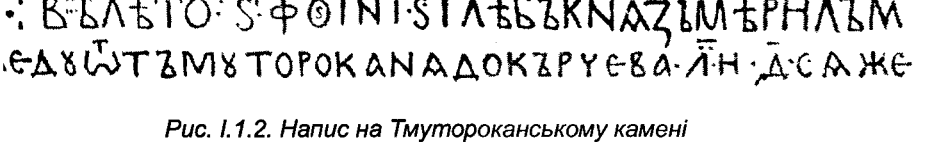


Рис. I.1.2. Напис на Тмутороканському камені

сторія розвитку топографії тісно пов'язана з розв'язанням головної задачі ї – задачі про форму та розміри Землі. Першим здогадався про кулеість Землі Піфагор (580–500 рр. до н. е.): "Все у природі має бути гармоі досконале. Найдосконалішим із геометричних тіл є куля. Значить, Земля – Зрозуміло, що висновки Піфагора не можна вважати науковим доказом. и кулеподібність Землі вдалось великому мислителю Арістотелю. Він в увагу на те, що під час місячного затемнення, яке виникає тоді, коли розміщена точно між Сонцем і Місяцем, незалежно від того, яким би Земля не була повернута до Місяця у цей час, її тінь на Місяці має глені краї. Куля – єдине геометричне тіло, яке з усіх боків видно як диск, кидає тільки круглі тіні. Так у IVстолітті до н.е. Арістотель вперше довів, на планета має форму, близьку до кулі.

Через 100 років після Арістотеля у другій половині III століття до н. е. ий математик і географ Ератосфен вперше визначив радіус Землі. Він й ще й тим, що ввів поняття "*паралелі*" та "*меридіана*" і на цій основі в карту "*населеної Землі*".

Розглянемо, за яким принципом визначав радіус Землі Ератосфен.

Нехай у двох точках А і С земної поверхні Землі (*рис. І.1.3*), що розташовані на одному меридіані, одночасно виміряні висоти над горизонтом будь-якого небесного світила (наприклад, Сонця). Різниця висот світила дорівнює центральному куту $\Delta\varphi$.

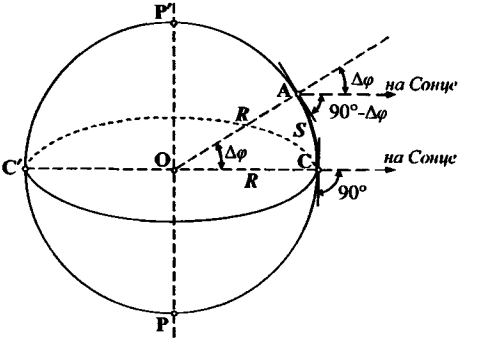


Рис. І.1.3. Принцип визначення радіуса Землі

Знаючи $\Delta\varphi$ та віддаль між двома вибраними точками, можна з трикутника АОС обчислити радіус Землі R за формулою

$$R = \frac{S}{\Delta\varphi}. \qquad (\text{I.1.1})$$

У формулі (І.1.1) значення $\Delta\varphi$ у радіанній мірі. Радіан ρ – це кут, який опирається на дугу кола, що дорівнює його радіусу і дорівнює $\rho^\circ = 57{,}3^\circ = 3438' = 206265''$. Перейдемо до градусної міри

$$R = \frac{S}{\Delta\varphi} = \frac{S}{\Delta\varphi^\circ / \rho^\circ} = \frac{S \cdot \rho^\circ}{\Delta\varphi^\circ}, \qquad (\text{I.1.2})$$

де $\rho^\circ = 57{,}3^\circ$ – кількість градусів в одному радіані.

Формулу (І.1.2) використав Ератосфен. Він, грек за походженням, жив у місті Александрії (точка А на *рис. І.1.3*) і знав, що в іншому єгипетському місті Сієні (нині Асуан), Сонце в один з червневих днів перебуває в зеніті, тобто його висота над горизонтом – 90°, оскільки воно відбивається навіть з глибоких колодязів. Крім того, Ератосфен знав, що Сієна (точка С на *рис. І.1.3*) розташована точно на південь від Александрії, тобто точки А і С розміщені на одному меридіані. За допомогою спеціального приладу Ератосфен в цей самий день виміряв максимальну висоту Сонця над горизонтом в Александрії. Вона дорівнювала $82^\circ 48'$. Отже, центральний кут $\Delta\varphi$ становить $7^\circ 12'$ (а це і є різниця широт двох міст). На цьому закінчилась астрономічна частина задачі. Залишилась геодезична частина – виміряти віддаль S між цими містами. Як виміряти на земній поверхні по прямій віддаль приблизно 800 км? Такі вимірювання є непростими і в наш час, якщо не використовувати космічні методи. Про цю віддаль Ератосфен довідався з розповідей купців, що водили каравани з Александрії в Сієну. Вони стверджували, що віддаль становить 5000

ьких стадій. Стадія – це віддаль, яку можна пройти від моменту, коли ній край диска Сонця, що сходить, з'явиться на горизонті, і до моменту, нижній край диска Сонця відірветься від горизонту (тобто за 2 хв). Стадія изно дорівнює 158 м. Порівнюючи отриману Ератосфеном величину са Землі із сучасними даними, бачимо, що він помилився тільки на 85 км.

Після розпаду Римської імперії почався занепад античної науки. Цілі іття мало чого додали до знань людей про Землю. Навпаки, були забуті ачні досягнення вчених минулого.

Тільки після того, як Христофор Колумб відкрив Америку (1493), після освітньої подорожі Фернана Магеллана (1519–1522) наукова думка знову нулася до питання визначення розмірів Землі. Одне з найвдаліших ачень належить паризькому лікарю Жану Фернелю. У 1528 р., найнявши ж, Ж. Фернель точно виміряв довжину обвода одного колеса і приладнав нього дзвінок, який дзеленчав після кожного оберту колеса. Потім Фернель вирушив з Парижа на північ дорогою на Ам'єн. Наказавши візнику и не кваплячись, він рахував оберти колеса. Кожного дня опівдні ернель, як і Ератосфен, вимірював висоту Сонця і, за спеціальними ицями обчислював висоту Сонця на цей момент у Парижі. Коли різниця от досягла 1°, дослідник, знаючи кількість обертів колеса, обчислив віддаль, чого легко визначив радіус Землі. Зрозуміло, що цей метод не є точним. гатньо було Ж. Фернелю помилитися на 500 м, і радіус Землі отримали з лкою 28,6 км при $\Delta\varphi = 1^\circ$.

Вдалий метод для вимірювання значних віддалей на місцевості опонував голландський астроном, математик і фізик Снеліус у 1614 р. Це од тріангуляції. Суть його полягала в побудові на місцевості мережі великих кутників, в яких вимірюються усі кути і хоча б одна лінія – сторона кутника. Тоді, розв'язавши трикутники, можна визначити віддаль між будь-ми двома точками – вершинами трикутників. Але на той час не було при-в для вимірювання кутів.

Довгі роки цією проблемою займався талановитий французький вчений Пікар, завдяки якому з'явились прототипи сучасних теодолітів. Він у 1669 – рр. виміряв вздовж тієї ж дороги, з Парижа на Ам'єн, довжину дуги в 1° з істю до 10 м. Пікар вважав, що Земля – абсолютно правильна куля з усом 6372 км. Таке значення радіуса Землі є близьким до сучасних даних, а ірювання дуг в 1° почали називати ***градусними вимірами***.

Уточнив уявлення про форму Землі Ньютон, який, на підставі закону про нітне тяжіння, дійшов висновку, що Земля мала би форму кулі, якщо б во-

на не оберталась. Але, оскільки вона обертається навколо осі, то на кожну точку Землі діють дві сили: F_B – відцентрова та F_T – сила тяжіння (*рис. І.1.4*). Їхня спільна дія змінюється від полюса до екватора. Отже, фігурою рівноваги дії цих сил буде сфера, приплюснута біля полюсів. За розрахунками Ньютона віддаль від центра Землі до полюсів на 28 км менша, ніж віддаль від центра до екватора.

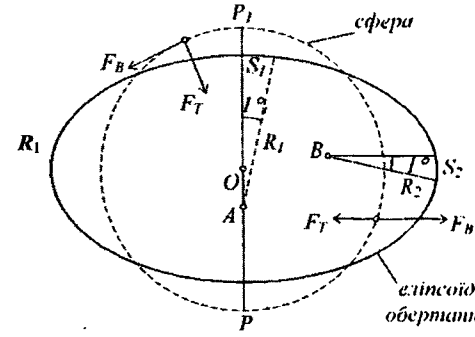


Рис. І.1.4. До визначення сплюснутості Землі

Висновок Ньютона був великою несподіванкою для багатьох вчених. Проти нього виступив навіть Папа Римський. Прибічники Папи вважали, що якщо Земля – не куля, то має бути витягнута біля полюсів і мати форму яйця, бо яйце – основа всього живого.

Суперечка загострилася. Вирішити її могли тільки за допомогою геодезичних вимірювань. Справді, кривина еліпсоїдної кривої менша біля полюсів Землі і більша біля екватора. Тобто еліпсоїдна крива описана біля полюса довшим радіусом, а біля екватора – коротшим; так що $R_1 > R_2$ Тому дуги S_1 та S_2, яким відповідає різниця широт $\Delta\varphi$ в 1°, не рівні, а $S_1 > S_2$ (*рис. І.1.4*).

Отже, перед вченими-геодезистами постало чітко сформульоване завдання. Необхідно з максимально можливою точністю виміряти дві дуги меридіана між точками з різницею широт в 1°: одну поблизу полюса, а другу поблизу екватора. Якщо поблизу полюса дуга буде довшою, ніж поблизу екватора, правильним є міркування Ньютона, якщо ж довшою виявиться дуга біля екватора – Земля витягнута біля полюсів, а якщо ж дуги однакові – Земля має форму сфери.

Натхненником нового градусного вимірювання став невтомний Жан Пікар. Він вніс на розгляд французької Академії наук проект: продовжити дугу Париж – Ам'єн на південь та північ. Проект прийняли і роботи очолив один з найзапекліших противників Ньютона – директор Паризької астрономічної обсерваторії академік Касіні. На жаль, проект Пікара мав один значний недолік: вибрані дуги мало відрізнялись за широтою і незначні похибки в довжинах дуг могли призвести до неправильних висновків. Це не бентежило Касіні. Він був у зеніті слави, не поспішав з роботами, можливо, не хотів ризикувати. Роботи затяглися на десятиріччя. Касіні помер, не довівши справи до кінця. Роботи продовжив його син. Їх результати Касіні-молодший виклав на засіданні

мії наук 28 вересня 1718 р. "Згідно з результатами, отриманими моїм м і мною, Земля не сплюснута, як це стверджує сер Ісаак Ньютон, а ки, витягнута вздовж осі". Не всі повірили Касіні. Поширились чутки, що ішений Касіні результат не відповідає справжнім результатам вимірювань. аризька Академія наук відправила дві експедиції: в Перу південну, яку з академік Бугер, і північну в Лапландію, на кордоні Швеції та Фінляндії. ну експедицію очолив Мопертюї.

Скрупульозний Бугер з особливою старанністю вимірював дугу в 350 км ом восьми років. Мопертюї виміряв дугу завдовжки лише 100 км і не з щою точністю. Через рік, у 1737 році, він повернувся до Франції. Однак орівняння результатів Мопертюї і Касіні беззаперечно підтверджували юснутість Землі. Між іншим, як тільки експедиції вирушили, Касіні почав ряти обчислення і заявив, що допущено прикру помилку, але до нього вже не прислухався.

Мопертюї прийняли в Академії як національного героя. За висловом ера: "Мопертюї приплюснув Землю і всіх Касіні". На честь Мопертюї ли золоту медаль, на якій його зображено в хутровій шапці, з палицею ieса в одній руці й з приплюснутою Землею в другій. Пізніше, на дугах в 1000 км (Касіні, Бугера, Мопертюї), було встановлено, що полярна ь коротша за екваторіальну на 25 км.

Далі зупинимось на деяких питаннях картографування України.

Одним із найдавніших картографічних зображень території України є так "Таблиця Певтінгера". Цю карту у 1507 р. в одній із бібліотек знайшов іст Конрад Певтінгеру. Вона охоплює територію від Британських островів ола річки Ганг. Зображення на ній стиснуто з півночі на південь. Карта кладена на 12 аркушах і побудована без жодних наукових принципів, не мано масштабів і взаємного розміщення об'єктів місцевості.

У ранньому середньовіччі територія України зображалась на примітивних, аних монастирських картах "Mapra Mundi", в описах і картах арабських фів. Наприкінці XIII–XVI ст. поширились карти-портолани з характерним женням компасної сітки, серед яких багато карт Чорного моря. графування українських земель з другої половини XV ст. визначається ю й поширенням в європейській картографії птолемеївських карт і одом гравіювання та друку, прикладом є карта Європейської Сарматії). Поступово з XVI ст. зображення українських земель в європейських ніях стає детальнішим і точнішим – збільшується масштаб карт, ражається все більша кількість населених пунктів, річок, географічних з'являються багатоаркушеві карти Європи. Відомим картографічним м західноєвропейських дослідників, який охоплює українські землі на схід

від Дніпра і на південь до Чорного та Азовського морів, є карта італійського географа Баттіса Аньєзе (1548).

Територія України відображена на рукописних картах – "чертежах", поширених у Московській державі в XVI–XVII ст. (*рис. І.1.5*). XVII ст. також датуються перші друковані українські карти: план-рисунок Києва (1638) і карти Лаврських печер (1661). Великий вплив на картографування українських земель у XVII ст., більша частина яких входила до складу Польсько-Литовської держави Річ Посполита, мало створення на зламі XVI–XVII ст. чотириаркушевої карти Великого князівства Литовського. До її створення, за припущеннями, залучали українських вчених Острозької школи. Карта видана у 1613 р. в Амстердамі.

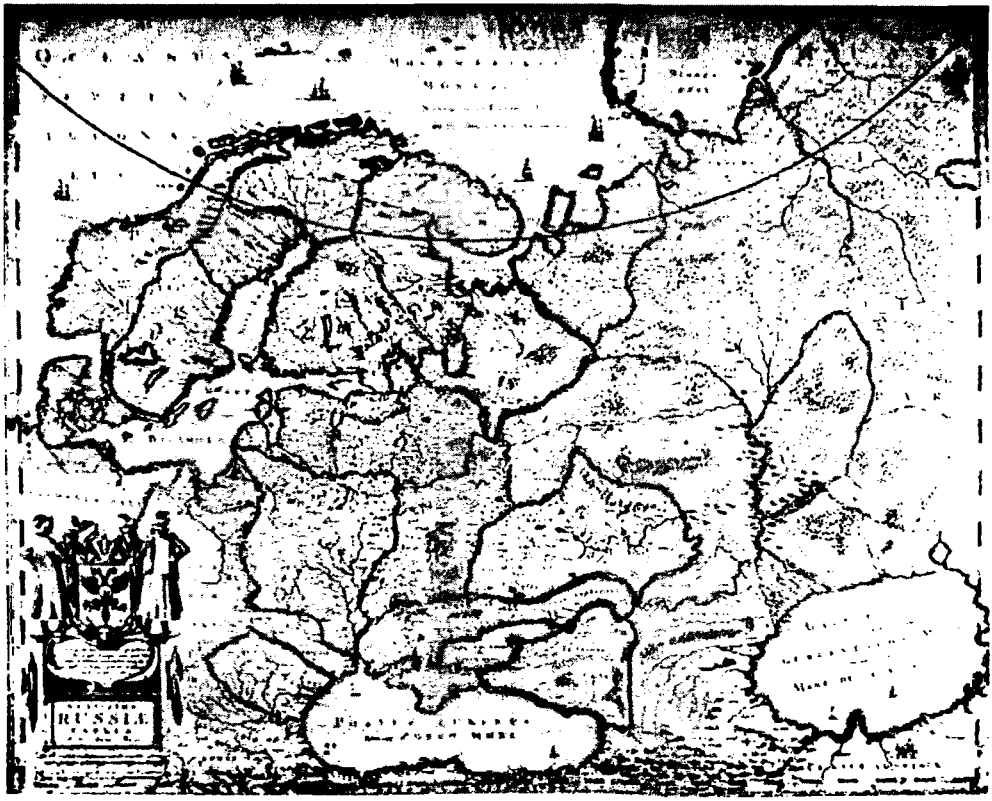


Рис. І.1.5. Карта Московії І. Масси (1633)

У середині XVII – другій половині XVIII ст. зростає потреба у картах для військової справи та господарського освоєння земель. Картографування цього періоду характеризується створенням точніших і детальніших карт на основі високоточних астрономічних вимірювань, координат та інструментальних,

ıфічних знімань місцевості. У середині XVII ст. більша частина території ı входила до складу Польського королівства. Вершиною польської військ- ;артографії українських земель були карти французького військового ›а Ґ. Боплана, який служив у польського короля. Саме карти Ґійома де а, створені на основі інструментального знімання, започаткували новий ıртографування України. Найвідомішою є спеціальна карта України бу близько 1:450000, яка укладена на восьми аркушах у 1650–1653 рр. було видано окремо карти Київщини, Поділля, Брацлавщини та Волині. В . з'явилась генеральна карта України в масштабі 1:1800000. Карти а використовували в Європі XVII–XVIII ст., вони мали велике значення ıуляризації назви "Україна".

ід час гетьманування І. Мазепи (1687–1708) в Україні розгорнулись ıфічні знімання окремих полків (полк тоді був одиницею тративно-територіального поділу).

к відомо, ще з 1654 р., згідно з угодою Переяславської ради, Україна була ана до Росії і входила до складу імперії. Тому нагадаємо декілька их подій, що мали велике значення для історії російської топографії, а ıля розвитку топографо-геодезичних робіт в Україні.

' 1739 р. створено географічний департамент, діяльність якого була особ- лідною в 1757–1763 рр., коли ним керував М.В. Ломоносов. У цей час амент виконав спостереження на 67 астрономічних пунктах і визначив трономічні координати. Частина цих пунктів розміщена на території и.

' 1801 р. Україну зображено на найточнішій і найдетальнішій карті Росії з ворених до того часу. Українська територія займає 13 аркушів цієї карти. 0 р. її доповнила карта зарубіжних володінь по західному кордону ›кої імперії, на якій зображено Галичину.

:артографування території України наприкінці XVIII – на початку XIX ст. не із започаткуванням топографічних знімань на основі побудови тріан- йної мережі. Тріангуляційні роботи з 1772 р. на території України вали австрійські топографи, а з 1825 р. – російські.

Іайбільшими градусними вимірюваннями XIX століття (1816–1855) було ення величезної дуги меридіана від Льодовитого океану до Дунаю, яка ıила через територію України. Довжина дуги сягала 3000 км. Тріан- йна мережа складалась з 258 трикутників. Багато вимірювань виконав ві- астроном і геодезист В.Я. Струве – перший директор Пулковської астро- ої обсерваторії. Ця дуга відома як "дуга Струве" і її пункти були основою іографічних знімань, які виконував Корпус військових топографів.

І.1.4. Нарис становлення топографо-геодезичного виробництва в Україні

Топографію, яку тоді називали практичною геометрією, почали викладати в Україні ще в Києво-Могилянській академії та Львівському університеті, заснованих відповідно у 1632 та 1661 рр.

У 1808 р. при Харківському університеті створили астрономічну обсерваторію, а в 1838 р. при Київському університеті – кафедру астрономії і астрономічну обсерваторію. Засновником і першим керівником цих установ у Києві був проф. В.Ф. Федоров (1843–1847 рр. – ректор Київського університету).

У 1871 р. у Львівській технічній академії (тепер Національний університет "Львівська політехніка") було засновано кафедру геодезії та сферичної астрономії, яка і є найстарішою топографо-геодезичною кафедрою в Україні. Першим її завідувачем був проф. Д. Зброжек. Кафедра існує й донині як кафедра геодезії. При ній з 1877 р. почала діяти єдина в XIX ст. в Західній Україні астрономічна обсерваторія, з 1878 р. – метеорологічна, а з 1901 р. – сейсмічна станції. Ці заклади і є організаціями, що починали підготовку фахівців та наукові роботи в Україні в галузі топографії, геодезії та геодезичної астрономії. Якщо рік заснування першої геодезичної кафедри в Україні (1871) вважати роком започаткування геодезичної освіти та науки, то топографо-геодезична вища школа і наука в Україні є порівняно молодими і нараховують лише 140 років.

У 1921 р. відкрилось геодезичне відділення Львівської політехніки, яке з 1921 до 1939 рр. підготувало 245 інженерів-геодезистів. Найвизначнішим вченим-геодезистом того часу у Західній Україні був проф. К. Вайгель, який завідував кафедрою геодезії майже 30 років. Він був піонером застосування аерознімання для створення планів та карт на міські території, зокрема і на м. Львів.

У 1922 р. в Харкові було відкрито геодезичний та землевпорядний інститут (ХГЗІ), а у 1924 р. тут було створено Українське геодезичне управління (УГУ). Завдання УГУ – керівництво всіма топографо-геодезичними роботами в Україні. Керував УГУ проф. М.Г. Михайлов. У 1930 р. з ХГЗІ виокремився Харківський геодезичний інститут (ХГІ), який потім увійшов до Харківського інженерно-будівельного інституту (ХІБІ) як факультет. Його очолив А.Д. Моторний, згодом відомий вчений, педагог, якому судилось відіграти важливу роль у розвитку топографо-геодезичної справи в Україні. В 1931 р. в Харкові відкрито Український науково-дослідний інститут геодезії і картографії, науковим керівником якого призначили проф. М.О. Максимовича. На жаль, цей інститут існував лише кілька років і більшість його наукових напрацювань не були завершені. Проте інститут відіграв значну роль у підготовці наукових

ів через аспірантуру. Перші аспіранти – згодом відомі вчені у галузі езії, топографії, вищої геодезії: А.І. Дінченко, М.К. Мигаль, С.М. Марченко, Фірсов та інші.

З 1928 р. в Україні працює Полтавська гравіметрична обсерваторія, яку ував акад. О.Я. Орлов. Астрономічні дослідження в Україні виконують:

– головна астрономічна обсерваторія Національної академії наук аїни, заснована у 1944 р.;

– Кримська астрофізична обсерваторія;

– Миколаївська астрономічна обсерваторія;

– астрономічні обсерваторії київського, львівського, одеського, харького університетів.

В 1945 р. у Львівському політехнічному інституті створено геодезичний ультет (ГФ), першим деканом якого був доцент А.Д. Моторний. Пізніше нами були: професор М.К. Мигаль, доценти А.В. Заводовський, В.О. Конко, Т.Н. Чалюк, Д.І. Маслич, М.І. Кравцов, професор П.М. Зазуляк. У 5–2001 рр. факультет та кафедри зазнали кількох реорганізацій. В жовтні р. геодезичний факультет перетворено на Інститут геодезії Національного ерситету "Львівська політехніка", першим директором якого став проф. . Зазуляк. В 2007 р. Інститут геодезії очолив проф. К.Р. Третяк.

Коротко охарактеризуємо п'ять кафедр, які входять до складу Інституту езії.

Кафедра геодезії є найстарішою геодезичною кафедрою в Україні. ервня 1871 р. наказом Міністерства освіти Австро-Угорщини створено дру геодезії і сферичної астрономії. Її першим завідувачем був Домінік жек. Створення кафедри дало змогу відкрити у 1877 р. першу в Західній аїні астрономічну обсерваторію, а з 1878 р. – метеорологічну станцію. едра геодезії та сферичної астрономії мала значний науковий та гогічний потенціал, у 1894 р. її поділено на кафедру геодезії (завідувач – ресор С. Відт) та кафедру сферичної астрономії і вищої геодезії. З 1912 р. дру геодезії очолив професор К. Вайгель – один з найвідоміших вчених-езистів Західної України того часу. Після Великої Вітчизняної війни у р. кафедра геодезії входила до складу ГФ. Її завідувачем призначили ита А.Д. Моторного. Важливим досягненням кафедри на той час були еми полігонометричних ланок, які він розробив. До появи овіддалемірів такі побудови розширювали можливості застосування гонометрії, мали важливе виробниче значення. Їх створення і детальний із стали основою докторської дисертації А.Д. Моторного. В кінці життя ресор А.Д. Моторний склав російсько-український словник технічних інів з геодезичного циклу дисциплін. Лише у 1993 р. словник за редакцією

доц. В.О. Літинського вийшов у світ. Починаючи з 1952 р., коли колектив кафедри поповнився молодими викладачами – випускниками ГФ, кафедра, на пропозицію А.Д. Моторного почала вивчати проблему впливу зовнішнього середовища на результати геодезичних вимірювань:

- Д.І. Маслич досліджував особливості дії вертикальної рефракції на результати тригонометричного нівелювання в гірських умовах; дію вертикальної рефракції на результати геодезичних вимірювань вивчали М.К. Дрок, І.Н. Кметко, Б.Т. Тлустяк, В.О. Сажин;
- А.Л. Островський вивчав дію бокової рефракції на точність вимірювань горизонтальних кутів у міській полігонометрії та полігонометрії, що прокладається вздовж рік, залізниць та шосейних доріг; Л.С. Хижак і Р.М. Тартачинський займались дослідженням дії бокової рефракції у тріангуляційних мережах;
- Над питаннями впливу атмосфери на світло- та радіовіддалемірні вимірювання працювали С.І. Плахотний, М.І. Кравцов, М.Ф. Лісевич, А.Ю. Федоринцев, В.О. Перваго.
- В.О. Літинський вивчав рефракційне поле у великих кар'єрах.

У 1966 р. створено першу на ГФ галузеву лабораторію з вивчення атмосферних впливів на астрономо-геодезичні вимірювання. Науковими керівниками лабораторії були: з 1966 р. – професор М.К. Мигаль, з 1975 р. професор А.Л. Островський. Сьогодні це лабораторія геодезичного моніторингу та рефрактометрії. З 2006 р. нею керує професор К.Р. Третяк. Найважливішим досягненням перших років роботи лабораторії (1967–1972) було створення еталонного геодезичного полігона в гірському районі Карпат. За матеріалами дослідження рефракції, виконаного лабораторією, опубліковано сотні наукових статей, декілька монографій, отримано десятки авторських свідоцтв, захищено шість докторських дисертацій (А.Л. Островський, П.В. Павлів, Б.М. Джуман, О.І. Мороз, Ф.Д. Заблоцький, А.С. Суюнов) та близько 40 кандидатських.

З 1964 до 1977 р. завідувачем кафедри був доцент Д.І. Масліч, а після його смерті кафедру очолив професор А.Л. Островський.

З 1993 р. кафедрою керує професор, доктор технічних наук Мороз О.І. Сьогодні на кафедрі працюють три доктори та п'ять кандидатів наук. Працівники кафедри готують спеціалістів в трьох інститутах Львівської політехніки: Інституті геодезії, Інституті будівництва та інженерії довкілля та Інституті архітектури, читають курси лекцій з "Геодезії (топографії)", "Геодезії", "Топографічного креслення", "Основ геодезії", "Інженерної геодезії", "Геодезичних приладів". У розпорядженні кафедри, крім оптичних приладів, електронні тахеометри, електронні та лазерні нівеліри. Заняття відбуваються у п'ятьох лабораторіях та комп'ютерному класі кафедри. На кафедрі створено

узей геодезичних приладів. Невід'ємною складовою частиною навчального роцесу є літні геодезичні практики. Після першого і другого курсів студенти нституту геодезії під керівництвом викладачів кафедри проходять практику а навчальному геодезичному полігоні в м. Бережанах Тернопільської обл.

За час існування кафедри підготовано та захищено 53 докторські та андидатські дисертації, опубліковано 24 монографії і підручники та понад 700 аукових статей. У 2007 р. вийшов перший в Україні підручник "Геодезія. Частина 2" за загальною редакцією проф. А.Л. Островського для студентів напряму Геодезія, картографія та землеустрій". Видано підручник і два посібники "Геодезичні прилади" та "Геодезичні прилади. Практикум") для студентів всіх пеціальностей геодезичного профілю.

Основні напрями наукових досліджень кафедри геодезії:

- Дослідження і врахування впливу атмосфери на астрономо-геодезичні вимірювання. Цей напрям є найважливішим, а його дослідники – це основа широко відомої у світі Львівської школи рефракції, очолював яку професор А.Л. Островський.
- Проблеми створення державних і міських геодезичних мереж. Значний внесок у розроблення найдоцільніших методів побудови геодезичних мереж у міських умовах зробив проф. І.С. Тревого.
- Дослідження й мінімізація похибок та вдосконалення технології високоточного геометричного нівелювання.
- Створення взірцевих базисів і полігонів та метрологічна атестація на них електронних тахеометрів та GPS-приймачів. Створені та функціонують три взірцеві базиси. За ініціативою проф. І.С. Тревого на Яворівському військовому полігоні створено один з найточніших в Україні еталонних базисів для атестації сучасних геодезичних приладів.
- Розроблення методів, підвищення точності, ефективності і рівня автоматизації інженерно-геодезичних робіт. Завдяки проф. Т.Г. Шевченку, який має понад 50 авторських свідоцтв, кафедра досягла значних успіхів у галузі розроблення методів та засобів геодезичного забезпечення монтажу та ремонту великогабаритного технологічного обладнання.
- Наукова геодезична термінологія. За редакцією доц. В.О. Літинського вперше в Україні підготовано та видано "Геодезичний енциклопедичний словник", який містить майже 3800 статей з топографії, геодезії, геодезичної астрономії, космічної, сферичної, інженерної, морської геодезії тощо.

Наукові досягнення кафедри геодезії визнано в Україні і за кордоном. Їхню вагомість підтверджує чимало працівників кафедри, відзначено державними професійними званнями та нагородами.

Кафедра вищої геодезії і астрономії. 28 грудня 1894 р. створено кафедру сферичної астрономії і вищої геодезії, яку очолив В. Ласка – астроном геодезист, геофізик, сейсмолог. При кафедрі почала функціонувати астрономічна обсерваторія, метеорологічна та сейсмічна станції. З 1909 до 1941 рр кафедру очолював відомий геодезист і астроном професор Л. Грабовський. Наступним завідувачем кафедри був професор Ю. Різнер, який з 1941 р. до 1944 р. керував обсерваторією і сейсмологічною станцією. В 1945 р. у Львівському політехнічному інституті організовано геодезичний факультет з кафедрою геодезії та кафедрою астрономії і вищої геодезії. Останню очолив проф. О. Кобилін. З 1949 р. завідувачем кафедри астрономії і вищої геодезії став професор М. Мигаль. В 1968 р. кафедру астрономії і вищої геодезії поділили на дві кафедри: вищої геодезії і гравіметрії, яку очолив М. Мигаль та космічної геодезії і астрономії, завідувачем якої став професор А. Буткевич. Одночасно до кафедри космічної геодезії і астрономії приєднано геологічну секцію. В 1974 р названі дві кафедри об'єднані в одну – вищої геодезії і астрономії, очолив яку доцент В.О. Коваленко. З 1985 р. кафедрою керує професор, д.т.н. Ф.Д. Заблоцький.

Сьогодні кафедра вищої геодезії та астрономії готує фахівців за спеціалізацією "Космічна геодезія" спеціальності "Геодезія". Навчальний процес і науково-дослідні роботи забезпечують п'ять професорів, докторів наук і три доценти, кандидати наук. Кафедра веде такі основні курси: геодезична астрономія, космічна геодезія, супутникова геодезія, вища геодезія, гравіметрія, основи морської геодезії та навігації, фізична геодезія, фізика Землі з основами геодинаміки, сучасні методи визначення топографічної поверхні Світового океану, створення геодезичних мереж сучасними космічними технологіями тощо.

Викладачі кафедри підготували і видали підручники: "Гравіметрія" (П.Д. Двуліт) та "Вища геодезія (Сфероїдна геодезія)" (С.Г. Савчук).

Основним науковим напрямом кафедри є дослідження фігури і гравітаційного поля Землі та їхні зміни з часом на основі опрацювання високоточних астрономо-геодезичних, супутникових та гравіметричних вимірів, що охоплюють насамперед:

- врахування впливу геофізичних факторів на варіації гравітаційного поля Землі;
- дослідження точності та ефективності GPS-технологій;
- сучасні проблеми геодезичної астрономії;
- опрацювання і оптимізацію статичних, кінематичних та динамічних мереж;
- проблеми врахування впливу атмосфери під час астрономо-геодезичних та супутникових спостережень.

При кафедрі створено дві перманентні GPS-станції: одна на астрономічній обсерваторії, друга на базі астрономо-геодезичної практики у м. Шацьк

Викладачі кафедри проводять навчальні практики для студентів Інституту геодезії з космічної геодезії, гравіметрії, GPS-технологій та геодезичної астрономії, а також керують виробничою практикою студентів.

З 1994 р. кафедра є представником від України у Міжнародному проекті CERGOP (Центрально-європейський регіональний геодинамічний проект).

Кафедру інженерної геодезії створено 1952 р. Її очолив доцент О.В. Завадовський, талановитий організатор і педагог. За його ініціативою і під його керівництвом у 1956 р. на кафедрі відкрито нову спеціальність – "Аерофотогеодезія".

У 1962 р. завідувачем кафедри став доцент І.Ф. Монін, який надавав великого значення науково-методичній роботі та науковим дослідженням. В цей час працівники кафедри налагодили плідні зв'язки з промисловими організаціями і геодезичними підприємствами, виконували високоточні інженерно-геодезичні роботи. Крім цього, кафедра активно вела науково-дослідну роботу. Щороку на кафедрі організовувалися наукові експедиції для експериментальних досліджень. У 60–70-х роках працівники кафедри виконали високоточне нівелювання в регіоні Карпат. В 1966 р. доцента кафедри Г.Н. Чалюка обрали деканом геодезичного факультету.

У 1985 р. завідувачем кафедри призначено доцента Р.М. Тартачинського. Він приділяв велику увагу навчально-методичній роботі, науково-дослідній лабораторії з автоматизації геодезичних вимірювань та інженерної геодезії, істотно покращив матеріальну базу кафедри.

З вересня 1994 р. кафедру очолив професор, д.т.н. Л.М. Перович. За його ініціативою та з безпосередньою участю на кафедрі відкрито нову спеціальність "Землевпорядкування і кадастр". У 1998 р. кафедру перейменували на кафедру інженерної геодезії і кадастру. В 2002 р. її розділили на кафедру кадастру територій і кафедру інженерної геодезії. З цього часу завідувачем кафедри є професор, д.т.н. Я.М. Костецька.

Основними науковими напрямами кафедри є модернізація технологій інженерно-геодезичних робіт і геодезичний моніторинг інженерних споруд та геодинамічних явищ. У науковій роботі беруть участь всі працівники кафедри. При кафедрі працює Галузева науково-дослідна лабораторія з використання GPS-технологій у геодезії.

Від часу створення кафедри її працівники захистили 3 докторські та 14 кандидатських дисертацій. Нині на кафедрі працюють 1 професор, д.т.н., 7 кандидатів технічних наук, 6 з яких мають вчене звання доцент, 1 старший викладач, к.т.н. Три її працівники нині у докторантурі, над кандидатськими дисертаціями працюють три працівники кафедри. Найвагоміші результати наукових досліджень:

- отримано замкнену формулу для визначення гравітаційного поля і фігури Землі (проф. І.Ф. Монін);

- досліджено точність мереж трилатерації та розроблено методику їх створення (доц. А.В. Заводовський, проф. Я.М. Костецька, доценти В.П. Новосельська, О.О. Віленський);
- розроблено теорію флуктуаційного методу визначення вертикальної рефракції (проф. Б.М. Джуман);
- створено методику визначення адіабатичного градієнта температури атмосфери (проф. Б.М. Джуман);
- розроблено методику створення траверсних планово-висотних GPS мереж великої протяжності (проф. Я.М. Костецька);
- проводиться геодезичний моніторинг будівель і споруд ТЕС (доцент Ю.П. Дейнека, А.Л. Церклевич);
- запропоновано локальну модель нейтральної атмосфери для Західної України (доц. І.М. Торопа).

Великого значення кафедра надає науково-методичній роботі. Працівники кафедри видали два підручники та вісім навчальних посібників з грифом МОН України. Опубліковано близько 125 методичних розробок. Працівники кафедри є співавторами двох монографій.

Кафедру кадастру територій створено в жовтні 2002 р. на основі кафедри інженерної геодезії і кадастру. Очолює її від дня заснування професор д.т.н. Л.М. Перович.

Кафедра готує спеціалістів і магістрів за спеціальністю "Землеустрій та кадастр". Підготовку фахівців за спеціальністю "Кадастр" розпочато з 1995 р. Перший випуск спеціалістів за цим напрямом в Україні відбувся у 1997 р. Сьогодні диплом фахівця з землеустрою та кадастру отримало понад 1000 осіб.

Вперше в Україні на кафедрі опубліковано наукову монографію Л.М. Перовича, Л.Л. Перович, Ю.П. Губара "Кадастр нерухомості", яка висвітлює основні організаційно-технічні та правові аспекти створення та функціонування кадастрової системи держави. За період існування кафедри видано 10 навчальних посібників з грифом Міністерства освіти і науки України.

Головна проблема, над якою сьогодні працює кафедра кадастру територій, це розроблення теоретичних основ побудови кадастрових систем в Україні. Для її розв'язання на кафедрі проводяться детальні теоретичні та практичні дослідження з окремих актуальних питань:

- розроблення та дослідження технічних методів кадастрового знімання властивостей кадастрових планів і карт та принципів їх побудови;
- дослідження оптимальної точності кадастрових знімань та масштабного ряду кадастрових планів та карт;
- вивчення впливу кадастру на реалізацію земельної політики, ціноутворення землі та нерухомості;

- вивчення проблем кадастру на основі виконання юридичних, ехнічних і економічних завдань;
- дослідження з організації, координації та управління кадастром;
- прогнозування та планування розвитку територій з урахуванням регіо-ıальних особливостей;
- вивчення проблем використання кадастрової інформації для оціню-ıання та прогнозування стану довкілля;
- розроблення та дослідження методик нормативної і експертної рошової оцінки землі та нерухомого майна та інших.

На кафедрі формується наукова школа з нового напряму "Кадастр та ıоніторинг земель". У 2004–2009 рр. з цього напряму на кафедрі підготовано і ахищено п'ять кандидатських дисертацій.

Кафедру фотограмметрії та геоінформатики засновано у жовтні 1963 р. к кафедру аерофотогеодезії. Її очолив картограф доцент, к.т.н. О.С. Ли-ичанський. З 1967 до 1986 рр. кафедрою завідував професор, д.т.н. В.Я. Фін-ıовський, а з 1989 р. – професор, д.т.н. О.Л. Дорожинський.

Ентузіастом та пропагандистом фотограмметричних методів у Львівській ıолітехніці був професор К. Вайгель, який у 1912 р. очолив кафедру геодезії. Під його керівництвом у 20–30-х роках виконано аерофотознімальні роботи, на ıснові яких складено топографічну карту Польщі. На кафедрі геодезії працював ıакож професор Є. Вільчкевич, предметом наукових зацікавлень якого стали ротограмметричні методи отримання інформації про об'єкт. Найвагомішою ıоботою кафедри в перші роки її існування була робота О.С. Лисичанського, з ıайважливішого питання математичної картографії – пошуків методів ıображення з малими спотвореннями значних частин земної поверхні. Серед ротограмметричної тематики цього періоду відзначимо праці доцента Б.С. Пу-ıанова, що стосувались методів визначення обсягів земляних робіт за ıатеріалами фототеодолітного знімання. З появою на кафедрі завідувача – проф. В.Я. Фінковського, відомого вченого в галузі аналітичних методів побудови ототріангуляційних мереж, зусилля колективу кафедри були спрямовані на ирішення важливих питань саме методами аналітичної фотограмметрії. Під ıерівництвом проф. В.Я. Фінковського над розробленням цих питань працювали ıоценти О.Л. Дорожинський, О.В. Тумська, Х.В. Бурштинська, І.І. Міщенко, .М. Любімов, Є.І. Смірнов, Г.М. Тімушев, Д.М. Турук, В.М. Глотов та інші. Їхні ıозробки були захищені як кандидатські дисертації.

З 1989 р. починається новітній період розвитку кафедри. Утверджується ıовий напрям діяльності, який ґрунтується на створенні автоматизованих

фотограмметричних систем і технологій. В 1997 р. проф. О.Л. Дорожинський сформував концепцію навігаційно-цифрової фотограмметрії, яка поєднувала такі компоненти:

- використання даних навігаційних супутникових систем (GPS), встановлених як на земній поверхні, так і на рухомій платформі;
- можливість і необхідність застосування методів і технологій цифрової фотограмметрії;
- інтеграція фотограмметрії та аерокосмічного знімання з геоінформаційними технологіями.

У 2004–2008 рр. продовжено дослідницьку роботу з напряму "Навігаційно-цифрова фотограмметрія". З цієї проблематики виконано такі держбюджетні дослідницькі роботи:

- розроблення концепції навігаційно-цифрової фотограмметрії, керівник проф. О.Л. Дорожинський;
- "ДБ Антарктида" "Формування узагальненої теоретичної моделі фотограмметричного моніторингу кінематичних процесів", керівник проф. О.Л. Дорожинський (2004–2005);
- визначення кількісних параметрів островних льодовиків та великомасштабне картографування в районі станції "Академік Вернадський" фототеодолітним методом, керівник проф. В.М. Глотов (2005);
- великомасштабне картографування для створення основи ГІС району станції "Академік Вернадський" фототеодолітним методом, керівник проф. В.М. Глотов (2006);
- визначення деформації та технічного стану градирень, вентиляційних та димових труб методом фототеодолітного знімання, керівник проф. В.М. Глотов (2007);
- теорія і методика фотограмметричного моніторингу природних явищ з вираженим кінематичним характером "ФТЗ", керівник проф. О.Л. Дорожинський (2006 – 2007).

Спеціалісти кафедри видали декілька робіт з грифом Міністерства освіти і науки України, серед них: навчальний посібник "Аналітична та цифрова фотограмметрія" (О.Л. Дорожинський) та підручники "Основи фотограмметрії" (О.Л. Дорожинський), "Аерофотографія" (Х.В. Бурштинська), "Фотограмметрія" (О.Л. Дорожинський, Р. Тукай).

Перший випуск аерофотогеодезистів у Львівській політехніці здійснено в 1961 р. А в 1996 р. відбувся перший випуск за спеціальністю ГІС. Сьогодні на кафедрі готують бакалаврів, спеціалістів і магістрів за спеціальностями "Фотограмметрія" і "Геоінформаційні системи і технології".

Кафедру картографії та геопросторового моделювання засновано в 1968 р. як кафедру теорії математичної обробки геодезичних вимірів (ТМОГВ).

Першим завідувачем кафедри був професор, д.т.н. Г.О. Мещеряков (1969–991). Протягом 1991–2001 рр. кафедру очолював доцент, к.ф.-м.н. І.Д. Йосипчук. З 2001 до 2009 р. завідувачем кафедри був професор, д.ф.-м.н. .М. Зазуляк. З 2009 р. – професор, д. т. н. П.Г. Черняга.

Основний навчальний напрям кафедри – розроблення комплексу навчаль-о-методичного забезпечення підготовки фахівців зі спеціальності "Картографія".

Основні наукові напрями кафедри:

- прогнозування розвитку територій та їх картографування з рахуванням функціональних властивостей і впливу геодинамічних процесів;
- математичне моделювання в геодезії, астрономії та геофізиці.

Останнім напрямом керував проф. Г.О. Мещеряков. Коло наукових ін-ересів Г.О. Мещерякова охоплювало космічну геодезію, астрономію, атематичну картографію, прикладну математику тощо. Результати досліджень ублікованi більш ніж у 160 працях, серед яких три монографії. Визначним ауковим досягненням Г.О. Мещерякова є монографія "Теоретичні основи атематичної картографії" (1968) – єдина з праць українських вчених, яка в 972 р. увійшла до американського списку вибраної світової літератури з атематичної картографії; наближене розв'язання основних обернених задач еорії потенціалу, важливе для космічної геодезії і геофізики; постановка та зв'язання змішаної задачі теорії наближення функцій тощо. Проте головною аслугою професора Г.О. Мещерякова є створення у Львові відомої в світі аукової школи з дослідження гравітаційного поля Землі та планет.

В інституті працює Вчена рада із захисту докторських та кандидатських исертацій. Першу у Львівській політехніці спеціалізовану Вчену раду очолив роф. М.К. Мигаль (1971–1974). Згодом, після деякої перерви, раду очолив роф. І.Ф. Монін, з 1986 р. радою керував проф. А.Л. Островський, з 2001 р. – роф. П.М. Зазуляк, а з 2008 р. – проф. К.Р. Третяк. Захист докторських исертацій на спеціалізованій Вченій раді почався з 1986 р., усього захищено онад 100 дисертацій, з них понад 20 докторських.

Другим важливим науковим центром України, що працює в галузі геодезії топографії, є колектив геодезистів Київського національного університету дівництва і архітектури (КНУБА), де, починаючи з 1958 р., ведеться ідготовка спеціалістів з напряму "Інженерна геодезія". Протягом 1950–1970 рр. афедру інженерної геодезії очолював проф. М.Г. Відуєв. Цю кафедру згодом оділили на дві: інженерної геодезії та автоматизації геодезичних вимірів. ьогодні цими кафедрами керують проф. С.П. Войтенко та доц. В.С. Ста-оверов. Тут в різні періоди працювали професори М.Г. Відуєв, Ю.В. Поліщук, .І. Кобилін, О.С. Лисичанський, В.М. Сердюков, П.І. Баран, Т.Ч. Чмчян, С. Суботін, В.О. Боровий та понад 25 доцентів.

Загальний науковий напрям, започаткований проф. М.Г. Відуєвим, – інженерна (динамічна) геодезія. Іншим науковим напрямом, який очолив проф. В.М. Сердюков, стали дослідження в галузі інженерної фотограмметрії. О.І. Кобилін – один з найвидатніших спеціалістів в Україні з питань зрівноваження геодезичних мереж. Тема докторської дисертації Ю.В. Поліщука: "Наукові основи і принципи інформаційно-ерготичних систем в інженерній геодезії". В ній розв'язується питання поєднання систем "людина–прилад–середовище", що дає змогу підвищити якість засобів, методів та продуктивності топографо-геодезичних робіт. Тема докторської дисертації П.І. Барана: "Розроблення і дослідження оптимальних методів контролю геометричних параметрів споруд". Докторська дисертація І.Є. Суботіна охоплює питання методів, засобів, частоти і точності геодезичних вимірів під час геолого-геофізичних робіт. Т.Т. Чмчян у докторській дисертації розробив способи застосування теорії розмірних ланцюгів для розрахунку будівельних допусків. Тема докторської дисертації С.П. Войтенка: "Проблеми точності геодезичних вимірів в будівельно-монтажному виробництві та шляхи їх вирішення" – важлива для будівництва. Докторська дисертація В.О. Борового стосується теорії і методів підвищення точності вимірювань геодезичними приладами спеціального призначення.

Досягнення київської наукової школи інженерної геодезії відомі в Україні, і за кордоном. До успіхів київської інженерної геодезії можна зарахувати також дослідження колишнього завідувача кафедри геодезії та картографії Київського університету проф. А.Г. Григоренка, який розробив сучасні методи та засоби вимірювань зсувів.

Ще одним осередком у Києві, що веде як топографо-геодезичні, так і картографічні наукові дослідження та готує інженерів-картографів, є кафедра геодезії і картографії Національного університету ім. Т. Шевченка, якою завідували в різні роки П.К. Нечипоренко, В.Г. Леонтович, А.С. Марченко, В.М. Сердюков, А.Г. Григоренко.

Магістрів за спеціальністю "Маркшейдерська справа" та "Геодезія" готують у Кривому Розі, Донецьку. У Рівному та Івано-Франківську випускають геодезистів та землевпорядників. Значні заслуги у розвитку наукових досліджень в галузі маркшейдерії належать професору Д.І. Оглобліну. Професори І.Я. Рейзенкінд та С.Г. Могильний відомі як у маркшейдерії, так і в геодезії та фотограмметрії.

Відзначимо також внесок у науку сучасних та колишніх завідувачів кафедр: професора В.Д. Сидоренка, доцентів Г.О. Харкевича, Р.Н. Гайнуліна (м. Кривий Ріг), доцентів Р.Г. Пилипюка, М.Ф. Лісевича, професорів К.О. Бурака, Р.М. Рудого (м. Івано-Франківськ), доцента Д.В. Брежнева (м. Донецьк).

Заслуговують на увагу також наукові розроблення з геодезії у деяких ВНЗ країни, що не випускають інженерів-геодезистів, але готують майбутніх :женерів, професійна діяльність яких пов'язана з топографією – будівельників, :ологів, геофізиків, географів тощо. Це Харківський державний технічний ніверситет будівництва і архітектури, де в повоєнні роки кафедрою геодезії ıвідували: відомий вчений проф. Б.І. Гержула, який працював в галузі олігонометрії, доценти В.Ц. Карпінський, В.К. Міськовець, М.Є. Грузін; арківський державний автомобільно-дорожній університет – проф. В.І. Кузьін та його учні; Харківський державний університет – зав. кафедри фізичної :ографії і картографії проф. І.Ю. Левицький – відомий спеціаліст у галузі :ографічної картографії; Макіївський інженерно-будівельний інститут – проф. І.І. Лобов, у докторській дисертації якого розроблено інженерно-геодезичні етоди спостережень за стійкістю споруд та технологічного обладнання атомих електростанцій; Волинський державний університет – проф. В.М. Мельник, кий досліджує проблему розв'язання фотограмметричних задач із застосуванням електронної мікроскопії; Український державний лісотехнічний університет (м. Львів) – проф. П.В. Павлів, що опублікував монографію "Проблеми исокоточного нівелювання"; Одеська державна академія будівництва та охітектури – завідувачі кафедри інженерної геодезії доц. Є.М. Медвецький – домий фахівець у галузі стійкості інженерних споруд та нівелірних знаків, оц. Р.Г. Юрківський, що видав перший після проголошення незалежності країни україномовний посібник з інженерної геодезії.

Так коротко можна охарактеризувати розвиток топографо-геодезичної ищої школи та галузевої науки в Україні.

Першу спробу організувати власну геодезичну службу України зроблено у 918 р. Та після падіння Української Народної Республіки утворене її урядом країнське геодезичне управління (УГУ) фактично перестало існувати. Проте ı короткий час існування УГУ видало 54 аркуші карти України в масштабі :420 000 та інші карти.

У 1924 р. вдруге було створено УГУ, обов'язки якого через кілька років еребрало Головне управління геодезії і картографії при Раді Міністрів СРСР.

У 1927 р. у Києві засновано Українське аерогеодезичне підприємство /кр АГП), на яке спочатку покладалось завдання забезпечити топографо-:одезичними матеріалами Донбас та Придніпров'я. Пізніше діяльність ідприємства розширилась і топографо-геодезичні роботи воно виконувало на сій території України. В 1930 р. у м. Харкові на основі київського, дніпроетровського та одеського філіалів проектно-консультаційного бюро НКВС РСР створено спеціалізовану установу Всеукраїнське управління із знімання іст (ВУЗМ); у 1934 р. ВУЗМ переїхало до Києва і було перейменоване на трест

"Геознім", а у 1937 р. – республіканський трест "Геотопозйомка". З 1930 р. в Україні міські знімання виконувала одна спеціалізована організація. У 1966 р. трест об'єднали з проектним інститутом "Діпроміст", а у 1973 р. на основі колишнього тресту створено Український державний інститут інженерно-геодезичних вишукувань і знімань (УкрДІГВІ), який з вересня 1993 р. називається Українським державним науково-виробничим інститутом знімання міст та геоінформатики. Пізніше з нього виділилось підприємство Київгеоінформатики. УкрАГП, Державний інститут геоінформатики і були тими організаціями, на які лягав основний тягар топографо-геодезичних робіт в Україні. Сучасну структуру ГУГКК України розглянемо в окремому параграфі.

Територія України характеризується достатньо високим рівнем геодезичної та картографічної забезпеченості. До початку 90-х років на всій території країни практично завершено побудову Державної геодезичної мережі (ДГМ) на основі традиційних методів тріангуляції, трилатерації і полігонометрії. До її складу входить астрономо-геодезична мережа (АГМ), яка є основою для визначення координат в єдиній системі і налічує 5933 пункти 1-го та 2-го класів точності, 108 базисів, 256 астрономічних пунктів.

Точність визначення взаємного розташування сусідніх пунктів цих АГМ становить близько 10 см. Пунктів тріангуляції, трилатерації, полігонометрії 3–4 класів нараховується близько 19800. Середня густина пунктів Державної геодезичної мережі 1–4-х класів становить один пункт на 30,5 км^2. Проте в різних районах країни густина пунктів неоднакова. Так, на території Донецької, Луганської і Закарпатської областей густина досягає одного пункту на 5–10 км^2. Така густина та точність планових мереж свого часу забезпечувала знімання великих масштабів та розв'язання деяких інженерних задач.

І.1.5. Організація топографо-геодезичної служби в Україні

Відправною точкою становлення самостійної геодезично-картографічної служби України стала постанова Кабінету Міністрів України № 306 від 1 листопада 1991 р. "Про створення Головного управління геодезії, картографії та кадастру при Кабінеті Міністрів України". У відання нового виконавчого органу було передано усі підприємства й організації колишнього Комітету геодезії та картографії СРСР, розташовані на той час на території України (загалом 12 підрозділів). Першим начальником управління призначили випускника Львівської політехніки Л.А. Бондара.

У листопаді 1992 р. Кабінет Міністрів України прийняв постанову № 622, якою затвердив "Положення про Головне управління геодезії, картографії та кадастру".

У грудні 1998 р. Верховна Рада України ухвалила закон "Про топографо-одезичну та картографічну діяльність". Але тільки 3 червня 1999 р. указом резидента України за № 606/99 затверджено "Положення про Головне уп-вління геодезії, картографії та кадастру". Відповідно до цього положення Го-вне управління геодезії, картографії та кадастру (Укргеодезкартографія) є цент-льним органом виконавчої влади, підпорядкованим Кабінету Міністрів України.

Станом на 2010 р. Головне управління підпорядковувалось Міністерству логії та природних ресурсів України.

У своїй діяльності Укргеодезкартографія керується Конституцією України, коном України "Про топографо-геодезичну та картографічну діяльність", Поло-ннням про Головне управління, затвердженим Президентом України, іншими конами та актами Президента, Верховної Ради, Кабінету Міністрів України.

Основне завдання Укргеодезкартографії – забезпечити реалізацію ржавної політики в галузі топографо-геодезичної і картографічної діяльності, йснення контролю у цій сфері, керівництво, організацію і координацію астро-мо-геодезичних, геодезичних, топографічних, маркшейдерських, гравіметричних, картографічних робіт, проведення наземних та аерокосмічних знімань, женерних вишукувань і кадастрових знімань, створення цифрових, електрон-х карт, планів і географічних інформаційних систем. Усе перелічене є едметом топографо-геодезичних і картографічних робіт.

Укргеодезкартографія відповідно до покладених на неї завдань:

1) розробляє проекти державних програм щодо забезпечення потреб країни в топографо-геодезичній та картографічній продукції;

2) координує топографо-геодезичну і картографічну діяльність в Україні, йснює методичне керівництво роботами в цій сфері;

3) аналізує стан Державної геодезичної мережі, охорони геодезичних нктів, розробляє пропозиції щодо єдиної державної системи координат та рядок введення місцевих координат;

4) виступає державним замовником науково-дослідних та інших робіт в лузі, розробляє напрями і програми діяльності в межах своєї компетенції;

5) здійснює державний контроль за додержанням встановлених вимог до конання робіт, заданих інструктивними документами;

6) здійснює державний облік робіт, забезпечує зберігання матеріалів, ержаних за результатами їх виконання, формує Державний картографо-одезичний фонд, банки цифрових та електронних карт, геодезичних даних;

7) розглядає та затверджує проектно-кошторисну документацію на конання робіт, організовує і бере участь у їх проведенні;

8) здійснює матеріальне забезпечення робіт;

9) задовольняє потреби органів державної влади, економіки, оборони, уки, освіти і населення у топографо-геодезичних матеріалах;

10) організовує участь України в міжнародній співпраці у галузі топографо-геодезичної діяльності, представляє Україну у відповідних міжнародних органах та організаціях;

11) сприяє забезпеченню топографо-геодезичних і картографічних підприємств, установ висококваліфікованими спеціалістами, організовує їх перепідготовку та підвищення кваліфікації.

Структурну схему Державної служби геодезії, картографії та кадастру наведено на *рис І.1.6.* Як бачимо зі схеми, Головному управлінню підпорядковано виробничі, науково-дослідні, експериментально-виробничі установи, науково-виробничі інститути та інші підприємства. Геодезичні підприємства є майже в кожному обласному центрі. Науково-виробничий інститут "Укргеоінформ" (м. Київ) займається переважно топографічним зніманням міст. Цей інститут має відділи в таких містах, як Кіровоград, Мелітополь, Ужгород, Чернівці, Миколаїв. Окремо працює "Київгеоінформ", який веде топографічні роботи у столиці. У м. Вінниці, крім підприємства "Подільськгеодезкартографія", працюють оптико-механічний завод, Державна картографічна фабрика, науково-дослідні підприємства "Геосистема" та "Пошук".

Геодезичні підприємства є потужними виробничими підрозділами, які поділені на загони та виробничі ланки, що отримали назву партій. Так, одне з найбільших підприємств, Українське аерогеодезичне підприємство мало максимальну кількість польових підрозділів: два геодезичні, сім топографічних загонів, льотно-знімальний загін, а в камеральному виробництві – шість цехів та інструментальну майстерню. Загони очолюють начальники та головні інженери.

І.1.6. Сучасна Державна геодезична мережа України

Кабінет Міністрів України постановою № 37 від 16.01.2003 р. затвердив Державну програму науково-технічного розвитку топографо-геодезичної діяльності та національного картографування на 2003–2010 рр.

Основними завданнями програми є:

1. Створення національної системи відліку, пов'язаної з європейськими та світовими системами координат.
2. Розвиток мережі постійнодіючих перманентних станцій супутникових радіонавігаційних спостережень.
3. Модернізація та розвиток державних геодезичної та гравіметричної мережі.
4. Згущення та оновлення Державної нівелірної мережі.
5. Моніторингові дослідження на геодинамічних полігонах і територіях інтенсивного техногенного (антропогенного) навантаження для запобігання сейсмічним та іншим небезпечним процесам.

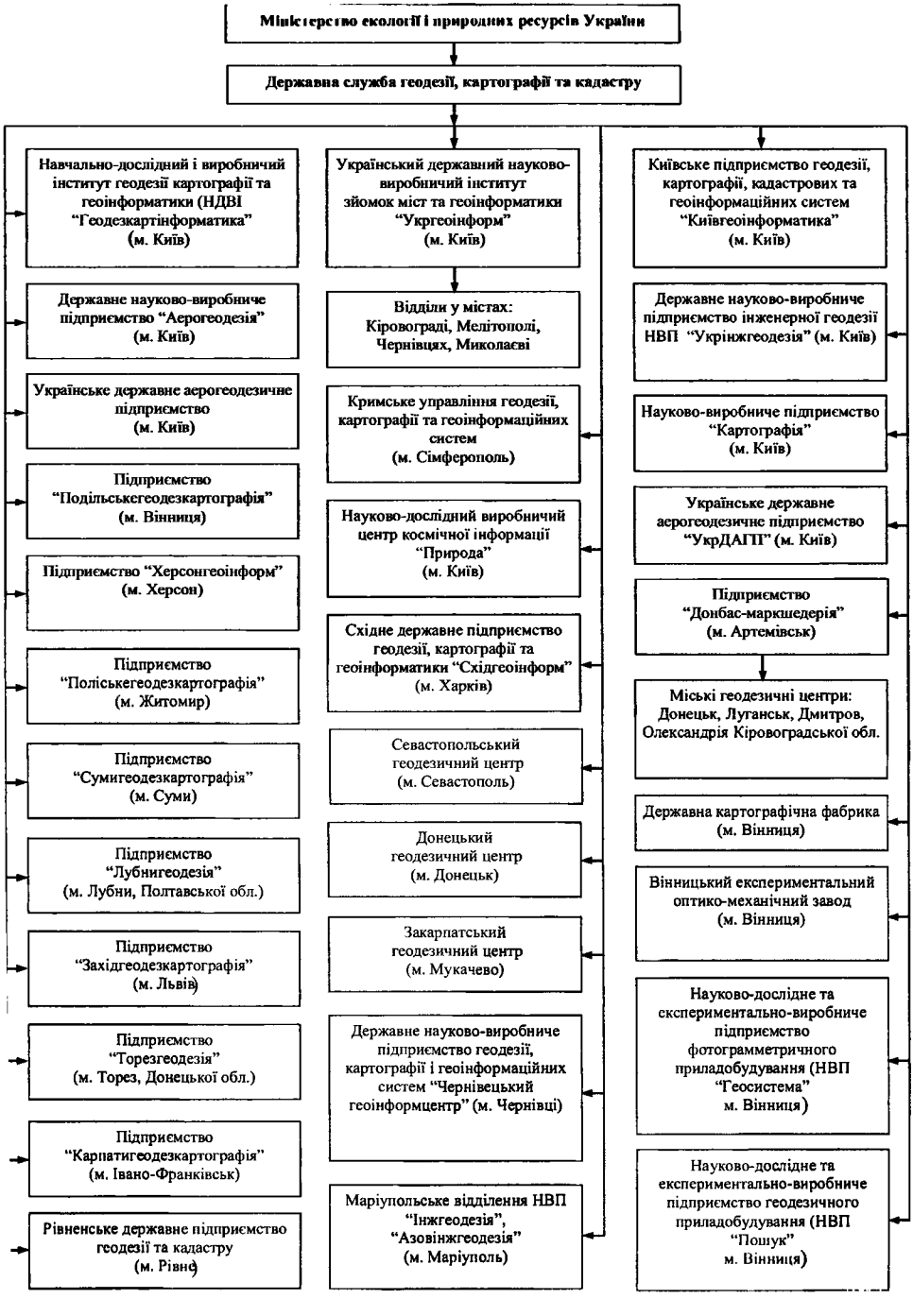


Рис. I.1.6. Структурна схема Державної служби геодезії, картографії та кадастру

6. Топографічне картографування території та розвиток технології виконання топографічних знімань на основі застосування аерокосмічних даних, цифрових методів, супутникових радіонавігаційних систем.

7. Тематичне і спеціальне картографування, розроблення та видання серії тематичних атласів карт для навчального процесу.

8. Топографо-геодезичне і картографічне забезпечення демаркації державного кордону.

9. Створення нормативно-правової і нормативно-технічної бази топографо-геодезичної та картографічної діяльності, створення національного еталону України.

10. Створення інформаційних банків і баз геопросторових даних.

Відповідно до цієї програми створюють сучасні державні мережі та вирішують інші перелічені вище проблеми.

Історичний досвід людства показує, що економічна міць цивілізованої країни, її міжнародний авторитет, рівень життя народу, обороноздатності, інформаційної безпеки залежить сьогодні передусім від рівня національної геодезичної супутникової технології та космічної науки. "Хто володіє інформацією – володіє світом".

Карти, як і книги, дають надзвичайно багато інформації про нашу планету, а для покращення карт треба підвищувати та розширювати їх інформативність. Підвищення інформативності планів та карт безпосередньо залежить від точності планів та карт, від їхніх масштабів. У зв'язку із збільшенням масштабів знімання потрібно підвищувати точність математичної основи карт та планів, модернізувати методи їх побудови на основі новітніх досягнень науки і техніки.

Назвемо основні відмінності між сучасними державними геодезичними мережами (ДГМ) та мережами минулого:

1. Сучасні мережі створюють методами космічної та наземної геодезії, тоді як раніше ДГМ будували тільки наземними методами.

2. Завдяки космічним методам сучасні мережі будують переважно як просторові мережі, тобто одночасно визначають планові координати точок X_i, Y_i та висоти H_i. В минулому планові та висотні мережі створювали окремо.

3. Частина пунктів ДГМ є перманентними, в яких безперервно ведуть космічні та наземні геодезичні вимірювання, астрономічні та гравіметричні спостереження, інші вимірювання. Необхідність в постійних вимірюваннях викликана покладеним на геодезію завданням вивчати зміни розмірів та форми Землі з часом.

4. Сучасні мережі точніші.

Назвемо дві головні причини, що вимагають підвищення точності ДГМ.

По-перше, це перехід до великомасштабних топографічних знімань. В Україні на всю територію є карти масштабу 1:10000. Але потрібні карти більших масштабів 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500 (масштаб більший, якщо його зна-

ешник менший). Раніше точність ДГМ розраховували на максимальний асштаб 1:10000, сьогодні треба визначати точність ДГМ на масштаб 1:500 і івіть на масштаби 1:200, 1:100.

По-друге, і це не менш важливо, в наш час користуються не тільки іперовими топографічними картами, але й електронними.

Точність вимірювань на паперових картах становить 0,1 мм у масштабі іану чи карти. Горизонтальна віддаль на місцевості, яка на карті масштабу 10000 дорівнює 0,1 мм, становить 1 м. Це означає, що для такого масштабу іперових карт достатньо знати координати *X* та *У* точок з похибками 1 м.

Якщо масштаб 1:500, то величині 0,1 мм відповідатиме на поверхні Землі ризонтальний відрізок 5 см. Як бачимо, з переходом до масштабу 1:500 треба двищити точність ДГМ у двадцять разів. Але цього недостатньо. На електнних картах координати визначають не графічно, а аналітично, ототожнюючи ординати точки з координатами пікселів. Якщо розмір піксела 20 мікрон, бто 0,02 мм, то координати точки для електронних карт потрібно знати в 4–5 зів точніше. Справді, поділивши 0,1 мм на 0,02 мм, отримаємо 5. Тобто цільна точність координат ДГМ для електронних карт становить 1–2 см. іникає запитання: чи може сучасна геодезія забезпечити таку точність?

Перевага сучасної геодезії – це висока точність лінійних вимірів. Справді, ність вимірювання ліній мірною стрічкою 1:2000, а електронним кеометром – 1:200000 і це ще не межа. Зрозуміло, що відповідь на поставлене питання позитивна.

5. Зменшення розрядності мереж.

Раніше мережі поділялися на чотири класи. Сучасні ДГМ відповідно до станови Кабінету Міністрів України від 8 червня 1999 р. № 844 поділено на і класи.

Фундаментальна державна геодезична мережа – це мережа пунктів, ординати яких визначено за допомогою сучасних космічних технологій з івищою точністю. Її основою є 15 пунктів, рівномірно розташованих на иторії України.

Просторове положення пунктів астрономо-геодезичної мережі 1-го класу ГМ-1) визначаються методами супутникової геодезії в загальноземній системі ординат з відносною похибкою $\Delta P / P = 1 \cdot 10^{-8}$ (ΔP – середня квадратична кибка визначення геоцентричного радіуса P деякого пункту). Частина ктів – постійнодіючі (перманентні) станції. Загальний вигляд перманентної нції показано на *рис. I.1.7.*

Постійнодіюча базова станція повинна мати приймач глобальної ігаційної супутникової системи (ГНУС), супутникову антену, комп'ютер, едавач, програмне забезпечення, безперебійне джерело струму. Приймач діє тійно. Роботою приймача керує комп'ютер, який опрацьовує дані

супутникових вимірювань. Програмне забезпечення базової станції повинно забезпечувати опрацювання даних приймача ГНУС, а також видавати диференційні поправки. Користувачі рухомих приймачів ГНУС під час виконання польових робіт отримують необхідні дані, а також диференційні поправки через радіоканали, інші безперебійні швидкісні мережі зв'язку або через Інтернет і можуть визначати координати із сантиметровою точністю.

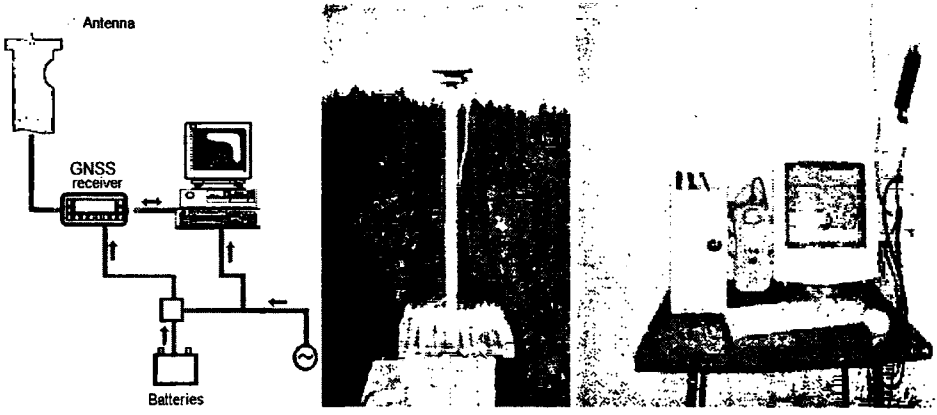


Рис. І.1.7. Постійнодіюча перманентна станція (Шацьк)

Решта пунктів АГМ-1 – це фундаментально закріплені на місцевості пункти. Положення цих пунктів періодично визначають згідно з довго терміновою програмою їх існування.

Сучасна АГМ України налічує 5933 пункти 1-го і 2-го класів точності, 108 базисів, 256 астрономічних пунктів. Пункти АГМ-1 віддалені один від одного на 50÷150 км. Взаємне положення сусідніх пунктів АГМ визначають з точністю близько 10 см.

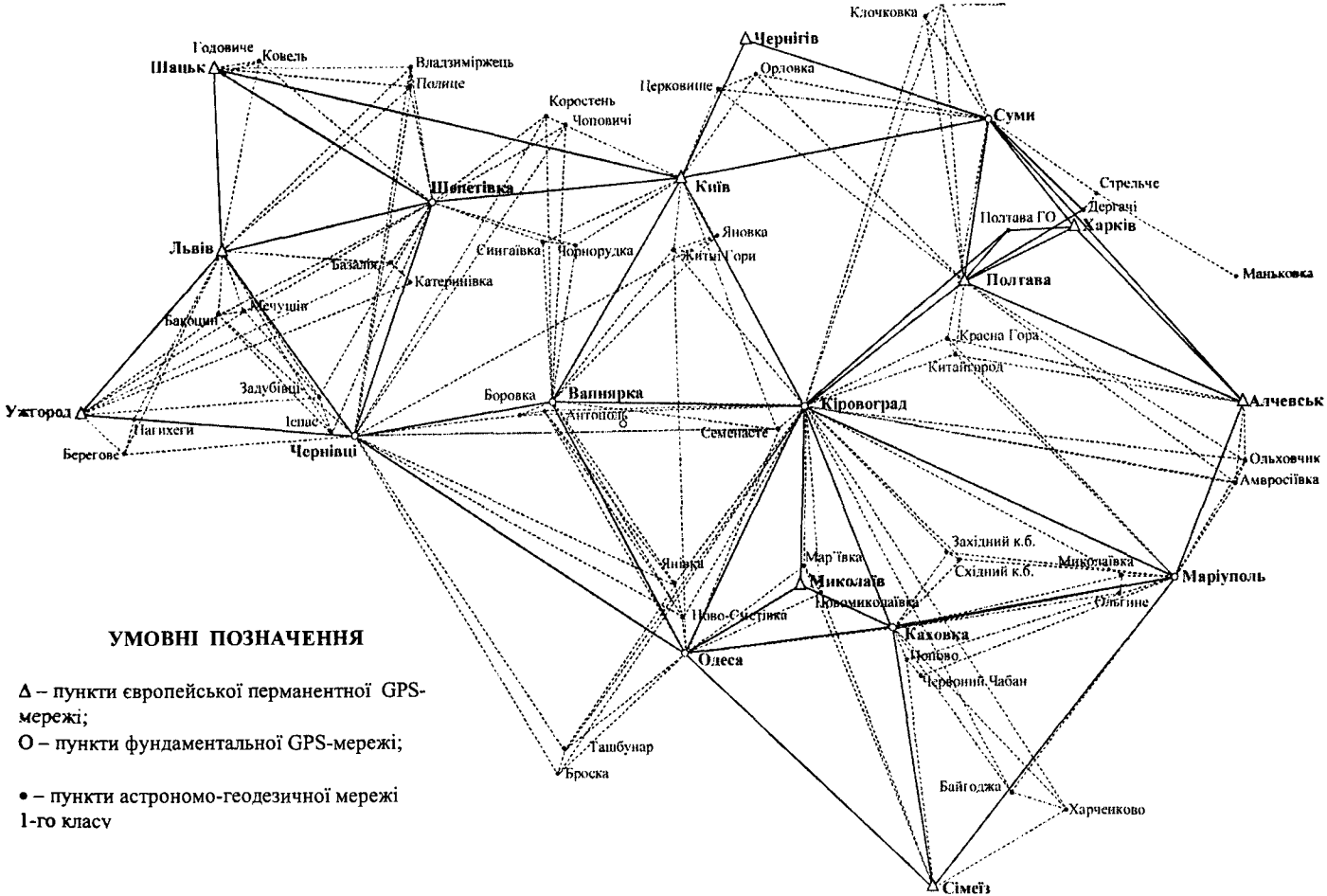
Пункти АГМ повинні бути зв'язані з мережами високоточного нівелювання, що дає змогу визначати перевищення нормальних висот між сусідніми пунктами із середньоквадратичними похибками не більшими, ніж 0,05 м. На кожному пункті АГМ-1 періодично повторно визначають відхилення прямовисних ліній із середньоквадратичною похибкою 0,5″.

Взаємне розташування пунктів АГМ-1 на території України зображено на *рис. І.1.8*. Основні вимоги до мереж 2 та 3 класів подано в табл. І.1.1.

Як видно з табл. І.1.1, пункти ДГМ другого та третього класів можна створювати як наземними, так і космічними методами. За вихідні дати приймають Європейську референцну систему (EUREF) 1980 р. Параметри еліпсоїда EUREF-80 такі:

велика піввісь $a = 6378137$ м;

геометричне стиснення α 1/298,2572 .



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

Δ – пункти європейської перманентної GPS-мережі;

О – пункти фундаментальної GPS-мережі;

• – пункти астрономо-геодезичної мережі 1-го класу

Рис. І.1.8. Схема фундаментальної GPS-мережі та пунктів астрономо-геодезичної мережі 1-го класу

Таблиця 1.1.1

Основні вимоги до Державної геодезичної мережі (ДГМ) 2-го та 3-го класів

№ з/п	Класи / Характеристика		2 клас	3 клас (згущення)
1	Довжини сторін , км:			
	а) GPS	найбільша	20	10
		найменша	5	2
	б) тріангуляція	найбільша	20	9
		найменша	7	5
	в) полігонометрія	найбільша	12	8
		найменша	5	2
	г) трилатерація	найбільша	12	8
		найменша	5	2
2	Середня квадратична похибка вимірювання кута, не більше ніж		1″	1,5″
3	Середня квадратична похибка вимірювання сторін, не більше ніж		0,03 м	0,04 м
4	Відносна похибка вимірювання сторін		1:300 000	1:200 000

У перехідний період до введення системи EUREF використовується система координат 1942 р. (СК-42) і референц-еліпсоїд Красовського з вихідними датами:

– велика піввісь $a = 6378245$ м;

– геометричне стиснення – $\alpha = 1/298{,}3$;

– висота геоїда над референц-еліпсоїдом у Пулково дорівнює нулю.

Положення пунктів визначають у двох названих системах координат. Між ними встановлюється однозначний зв'язок, який визначають параметрами взаємного переходу.

1.1.7. Сучасні дані про форму та розміри Землі

Загальна площа поверхні Землі – 510 млн. км^2. Поверхня океанів займає 71 %, а суші 29 % від усієї поверхні Землі. Середня глибина океанів понад 3800 м, середня висота суші над середнім рівнем води в океанах – близько 875 м. Тому можна вважати, що суша має вигляд невеликого (порівняно із загальною поверхнею Землі) і невисокого плоскогір'я над рівнем океанів порівняно з їхньою глибиною. Оскільки поверхня Світового океану займає майже 3/4 усієї поверхні Землі, її можна прийняти за фігуру Землі, а поверхні суші та дна океанів можна вивчати відносно поверхні Світового океану (*рис. 1.1.9*).

оверхню води в океані в спокійному, незбуреному стані (тобто за відсутності урювальної дії вітру, припливів, відпливів та інших сил), уявно продовжена д материками так, щоб вона перетинала прямовисні лінії під прямим кутом, зивають рівневою поверхнею і приймають за загальну фігуру Землі. Цю гуру німецький фізик і математик І.Б. Лістінг у 1873 р. назвав ***геоїдом*** змлеподібним).

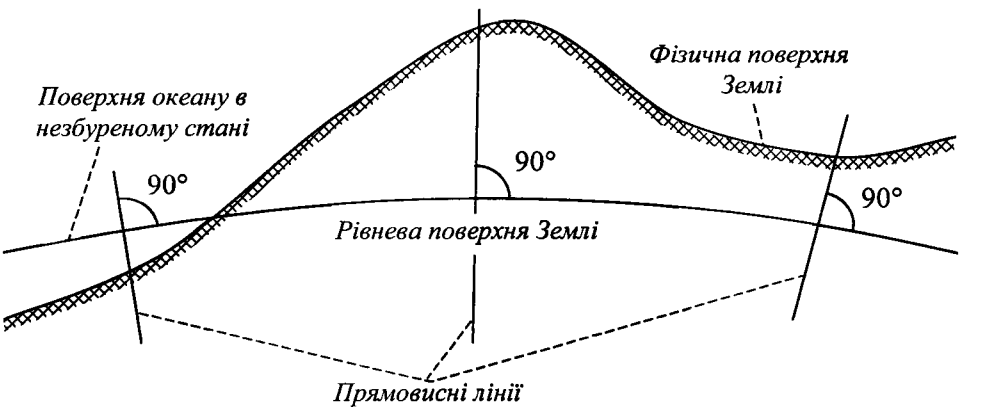


Рис. I.1.9. Фізична та рівнева поверхні Землі. Прямовисні лінії завжди перпендикулярні до рівневої поверхні

Все вищесказане детальніше пояснимо на основі *рис. I.1.10.* Точковим іктиром на ньому зображено переріз кулі, форму якої мала б однорідна за тиною і нерухома Земля. Штриховим пунктиром показано рівневий еліпсо- – форму, яку мала б Земля, яка обертається, якщо б у тілі Землі не було івномірно розташованих, неоднорідних за густиною мас. Щоб пояснити никнення фігури геоїда, припустимо, що в земній корі є деяке тіло T з льшою густиною, ніж решта кори. Надлишок мас у цій ділянці земної кори ичинить відхилення прямовисних ліній від нормалей до еліпсоїда, риклад, у точках a і c, у напрямку надлишкової маси. Тоді переріз поверхні, пендикулярної до прямовисних ліній F_1, F_2, матиме вигляд кривої ***тавсп***.

Щоб зобразити загальну складну картину перерізу геоїда, враховуючи днорідність земної кори, умовно продовжимо суцільну криву ліворуч і воруч від інтервалу ***тп***. Кути u_1, u_2 між прямовисними лініями F_1, F_2 і малями N_1, N_2 до еліпсоїда називаються відхиленням прямовисних ліній. В едньому для Землі ці кути дорівнюють $3-4''$, а в районах з аномально гашованими масами в земній корі (наприклад, в гірських районах) досягають ятків секунд і навіть мінут.

Отже, нерівності в розподілі мас в земній корі деформують еліпсоїдну фігуру Землі. Найбільші відхилення геоїда від еліпсоїда досягають 150 м. Зрозуміло, що фізична поверхня Землі не збігається з еліпсоїдом на значно більші відстані. Частина фізичної поверхні показана на *рис. I.1.9* у точках L та K.

Отже, геоїд і фізична поверхня Землі – це складні фігури, які не можна описати будь-якими математичними поверхнями. Але поверхня геоїда все ж таки є згладженішою порівняно з фізичною поверхнею Землі. Тому можна замінити поверхню геоїда деякою допоміжною поверхнею, яка найбільш наближена до геоїда.

Найчастіше користуються двома такими поверхнями. У першому наближенні рівневу поверхню Землі можна прийняти за сферу певного радіуса R (*рис. I.1.10*). У топографії та картографії найчастіше користуються саме сферою. Але найближчою до геоїда є математична поверхня еліпсоїда обертання. Це, як вже зазначалось, поверхня, утворена обертанням еліпса PE_1P_1E навколо малої осі PP_1. Ця вісь називається полярною.

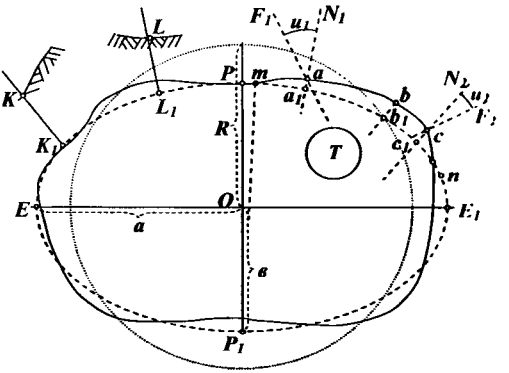


Рис. I.1.10. До пояснення різниці між геоїдом і еліпсоїдом

Розміри еліпсоїда задають двома параметрами – великою піввісю a та геометричним стисненням α. Можна записати формулу

$$\alpha = \frac{a - в}{a}, \qquad (I.1.3)$$

з якої за відомими параметрами a і α легко знайти малу піввісь еліпсоїда $в$. Фігури геоїда і фізичної поверхні Землі вивчають за відхиленнями цих форм від математичної фігури еліпсоїда. На *рис. I.1.10* такими відхиленнями геоїда від еліпсоїда є відрізки aa_1, $вв_1$, cc_1, а відхиленнями фізичної поверхні Землі від поверхні еліпсоїда – відрізки KK_1 і LL_1. За цими віддалями і параметрами еліпсоїда можна побудувати модель фігури геоїда і реальної Землі.

Загальноземний еліпсоїд – це еліпсоїд обертання, зорієнтований у тілі Землі так, що його центр збігається з центром мас Землі, площина його екватора з площиною екватора Землі, і сума квадратів відхилень від поверхні геоїда є мінімальною. ***Референц-еліпсоїд*** – це еліпсоїд, що найкраще описує фігуру Землі для певної території (країни). У різних країнах вчені на основі градусних вимірювань отримали різні розміри референц-еліпсоїдів, які подано у неповній таблиці таких визначень (див. табл. I.1.2)

До середини XX століття в Україні використовували еліпсоїд Бесселя. В 940 р. професори Ф.Н. Красовський та О.О. Ізотов отримали розміри еліпсоїда, ді найкраще підходили для території СРСР. Еліпсоїд назвали еліпсоїдом расовського і офіційно прийняли в СРСР у 1946 р. Еліпсоїд Красовського і отепер використовується в Україні. Пізніше виявилось, що цей еліпсоїд низький до міжнародного еліпсоїда GRS (Geodetic Reference System), гриманого методами космічної геодезії.

Майже 100 років геодезисти вивчали геоїд та його відхилення від прийятого еліпсоїда. Видатний геодезист України проф. М.К. Мигаль розробив еорію визначення регуляризованого геоїда без використання нормального равітаційного поля Землі, зробивши припущення про розподіл мас у тілі Землі. ле в 40-х роках XX ст. член-кореспондент АН СРСР М.С. Молоденський довів, о неможливо точно визначити геоїд, не знаючи фактичного розподілу густини ас в тілі Землі, про який ми маємо тільки гіпотетичні уявлення (справді, айглибші свердловини – це тільки подряпини на тілі Землі). М.С. Молоенський запропонував вивчати замість геоїда так званий ***квазігеоїд*** (майже оїд). Важливо, що квазігеоїд можна однозначно визначити за результатами имірювань на земній поверхні, не знаючи розподілу мас у тілі Землі.

Теорію М.С. Молоденського визнано в багатьох країнах світу, хоча деякі ені-геодезисти пропонують повернутись до вивчення геоїда, оскільки нутрішня будова Землі цікавить людство.

З появою методів космічної геодезії, таких як лазерна локація Місяця та тучних супутників Землі, а також інтерферометрів з наддовгими базисами, які рантують точність 1–2 см на віддалях до 5000 км, з'явилась реальна ожливість точніше визначити параметри не тільки референц-еліпсоїдів, але й агальноземного еліпсоїда. Ці можливості почали реалізовуватись, коли явилась нова техніка – GPS (Global Positioning System – глобальна система изначення положення точок на земній поверхні), а разом з нею – нова світова одезична система відліку WGS-84 (Word Geodetic System 84).

GPS працює за таким принципом: спочатку визначають ефемериди спеальних штучних супутників системи GPS, а за їхньою допомогою наземними PS-приймачами знаходять просторові координати точок місцевості. В косічній геодезії розрізняють абсолютні та відносні методи визначення координат. очність визначення координат абсолютним методом становить 3–10 м в плані і понад 10 м по висоті, відносним методом – 2–3 мм у разі визначення приростів оординат на відстані 10–15 км. Саме завдяки технології GPS визначено агальноземний еліпсоїд GRS-80 (Geodetic Reference System 1980). Цей еліпсоїд очно зорієнтований для території Європи на основі лазерної локації штучних упутників Землі та інтерферометрів з наддовгими базисами і, згідно з

резолюцією спеціальної підкомісії EUREF (European Reference Frame), прийнятий як європейський референц-еліпсоїд під час міжнародного симпозіуму в Берні в 1992 р. Його параметри подано в табл. І.1.2.

Таблиця І.1.2

Найважливіші визначення параметрів референц-еліпсоїдів

Автор	Країна	Рік	a (м)	α
Деламбр	Франція	1800	6,375653	1:334.0
Бессель	Німеччина	1841	6 377397	1:299.2
Кларк	Англія	1880	6 378249	1:293,5
Хейфорд	США	1909	6 378388	1:297.0
Красовський	СРСР	1940	6 378245	1:293.3
Підкомісія Европейської референц-системи (EUREF)	Швейцарія	1980	6 378137	1:298,2572

І.1.8. Величини, що вимірюються у топографії, та їх проектування на площину

Для зображення на папері просторових форм місцевості в топографії користуються методом проекцій. Найчастіше застосовують ортогональну (прямокутну) проекцію, коли лінії проектування перпендикулярні до поверхні або площини, на яку проектують. Найнаближенішою до геоїда математичною поверхнею Землі, як зазначалось, є підібраний і орієнтований у тілі Землі еліпсоїд, який і буде поверхнею проектування.

Ділянкою місцевості виберемо чотирикутник *ABCE* (*рис. І.1.11*), який є просторовою формою, оскільки його вершини розташовані на різних висотах фізичної поверхні Землі, а кожна з його сторін на земній поверхні в розрізі є деякою неправильною кривою, що лежить у прямовисній площині.

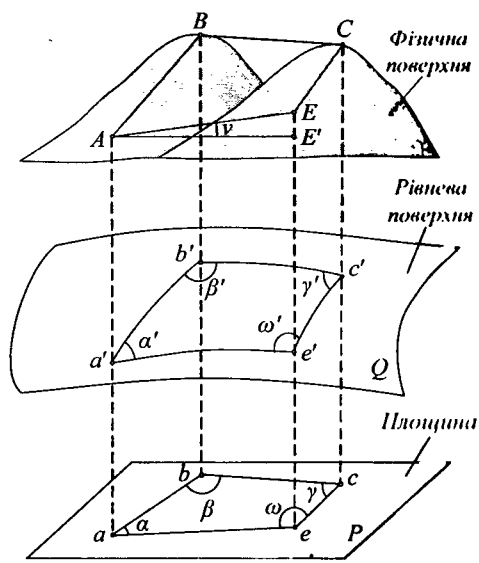


Рис. І.1.11. Проектування у топографії

Нехай Q – частина поверхні еліпсоїда, що збігається з рівневою поверхнею. Вершини $ABCE$ спроектуємо прямовисними лініями на цю поверхню. Тоді проекції усіх сторін чотирикутника $ABCE$ зобразяться на рівневій поверхні Q кривими $a'b'$, $b'c'$, $c'e'$, $e'a'$. Поверхня еліпсоїда (геоїда) є складною, тому прямовисні лінії не перетинаються в одній точці. Для спрощення приймемо рівневу поверхню Землі за кулю. Тоді всі прямовисні лінії зійдуться в одній точці – в центрі Землі. Криві $a'b'$, $b'c'$ та інші стануть дугами великого кола, а проекція перетвориться на сферичну. Отже, проекцією просторового чотирикутника $ABCE$ стане сферичний чотирикутник $a'b'c'e'$.

Якщо визначити форму й розміри цього сферичного чотирикутника, а також знайти довжини відрізків Aa', Bb', Cc', Ee', які називаються висотами або альтитудами відповідних точок місцевості, то форму й розміри чотирикутника $ABCE$ на фізичній поверхні Землі можна однозначно відтворити.

Чотирикутник $a'b'c'e'$ можна зобразити без спотворення на глобусі довільного радіуса, для цього досить зменшити його розміри. Але не можна без спотворень зобразити його на площині.

Оскільки чотирикутник $a'b'c'e'$ не плоский, а сферичний, то він без розривів і складок на площину не проектується. Зрозуміло, що зручніше мати справу не зі сферичними проекціями на глобусах, а з плоскими – на папері.

Спроектуємо чотирикутник $a'b'c'e'$ на горизонтальну площину P перпендикулярами до цієї площини й отримаємо плоский чотирикутник $abce$. Така проекція називається горизонтальною, або ортогональною, проекцією. Перпендикуляри $a'a$, $b'b$ та інші – взаємно паралельні і не збігаються з прямовисними лініями. Проекція на площині не буде подібною до сферичної поверхні. Дуги $a'b'$, $b'c'$,... не дорівнюють прямим відрізкам ab, bc, ... Сферичні кути α', β',... не дорівнюють плоским кутам α, β,....

Безперечно, під час проектування спочатку на сферу, а потім на площину виникають запитання:

– в яких межах рівневу поверхню (поверхню еліпсоїда) можна замінити сферичною?

– які розміри сферичної поверхні Землі можна замінити площиною за умови, що спотворення довжин, кутів, площ будуть настільки малими, що їх можна не враховувати?

Зрозуміло, що спотворення залежатимуть від розмірів ділянки: чим менша ділянка Землі, тим менші будуть спотворення довжин ліній, кутів та площ.

Нехай розміри такої ділянки вже встановлено. Поміркуємо, які вимірювання необхідно виконати на фізичній поверхні Землі, щоб з просторового чотирикутника $ABCE$ отримати горизонтальну проекцію $abce$.

Зверемо увагу на те, що кути α, β, γ, ... на горизонтальній площині не завжди дорівнюють відповідним кутам BAE, CBA, ECB, ... на фізичній поверхні. Наприклад, $\angle BAE$ більший за $\angle\alpha$, а $\angle CBA$ менший за $\angle\beta$. Кути α, β, γ, ... це горизонтальні проекції кутів BAE, CBA, ECB, ... відповідно. Так, по перше, вимірюють горизонтальні проекції кутів. Такі проекції називають горизонтальними кутами і вимірюють за допомогою спеціального приладу теодоліта. По-друге, вимірюють віддалі AB, BC, CE, ... на місцевості і обчислюють їхні горизонтальні проекції ab, bc, ce, ... Віддалі в наш час вимірюють віддалемірами.

Нехай маємо на місцевості похилу лінію $AE = D$. Прокреслимо через точку A лінію, паралельну до лінії ae, аж до перетину з прямовисною лінією Ee' в точці E'. Отримаємо прямокутний трикутник $AE'E$, в якому $\angle EAE' = \nu$ і є кутом нахилу лінії AE до горизонтальної площини P. З цього трикутника маємо

$$AE' = AE\cos\nu = D\cos\nu\,, \qquad (1.1.4)$$

але $AE' = ae$, тому

$$ae = D\cos\nu\,. \qquad (1.1.5)$$

Аналогічно знаходять горизонтальні проекції інших ліній. Зрозуміло, що потрібно також вимірювати їхні кути нахилу ν. Зауважимо, що проекції відрізків прямих на площину менші від самих відрізків. І лише коли кути $\nu = 0$, тобто коли лінії паралельні до площини проектування P, проекції відрізків дорівнюють самим відрізкам.

Отже, щоб отримати горизонтальну проекцію ділянки місцевості, необхідно виміряти горизонтальні кути α, β, γ, ... нахилені лінії D_i та їхні кути нахилу ν_i. Цих даних достатньо, щоб побудувати на папері горизонтальну проекцію ділянки місцевості. Залишається нез'ясованим питання про розміри рівневої поверхні Землі, які можна практично без спотворень замінити їхніми горизонтальними проекціями. Перейдемо до розв'язання цього питання.

1.1.9. Ділянки на поверхні Землі, які приймають за плоскі

Якщо би вимірювання на місцевості і викреслювання на папері виконувались абсолютно точно, безпомилково, то ніяку ділянку рівневої поверхні їхньої не можна було б вважати площиною. Насправді вимірювання в полі і викреслювання в камеральних умовах неминуче виконуються з похибками. Тому невелику частину земної поверхні, що відрізняється від площини на величини, менші від похибок вимірювання і викреслювання, можна вважати

площиною. Таке припущення надзвичайно полегшує завдання топографії. Згадаємо, що для переходу від рівневої поверхні, точніше, від математичної поверхні еліпсоїда до площини, спочатку переходять до кулі, а тільки потім – до площини.

У сферичній геодезії виведено формулу, за якою можна обчислити спотворення довжин ΔS у разі переходу з еліпса на кулю, радіус якої дорівнює середньому радіусу Землі. Формула для максимального відносного спотворення має вигляд

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{e^2}{6} \cdot \frac{S^2}{R_c^{\,2}} \sin 2\varphi\,, \qquad \text{(I.1.6)}$$

де e – ексцентриситет меридіанного еліпса, причому $e^2 = \frac{a^2 - в^2}{a^2} \approx \frac{1}{150}$ (a та $в$ – півосі еліпсоїда); R_C – середній радіус Землі ($R_C = 6371{,}11$ км); φ – широта центральної точки ділянки. Для широти $\varphi = 45°$, $\sin\ 2\varphi = 1$; S – радіус ділянки, що є колом.

Сучасні високоточні вимірювання ліній ведуться з відносною похибкою $1 \cdot 10^{-7}$. Враховуючи це, можемо записати

$$\frac{\Delta S}{S} = \frac{1}{10^7} = \frac{e^2}{6} \frac{S^2}{R_c^{\,2}} \sin 2\varphi\,. \qquad \text{(I.1.7)}$$

Розв'язавши (I.1.7) відносно S, одержимо

$$S = R_c \sqrt{\frac{6}{e^2 \cdot 10^7}}\,. \qquad \text{(I.1.8)}$$

Підставивши в (I.1.8) числові значення величин, отримаємо $S = 285{,}5$ км. Отже, в межах ділянки радіусом майже 300 км спотвореннями довжин через перехід від еліпсоїда до сфери можна нехтувати.

Визначимо тепер похибки в горизонтальних віддалях, які виникають через те, що невелику ділянку кулястої поверхні Землі прийнято за площину.

Нехай маємо (*рис. I.1.12*) дугу великого кола $\cup OA$ на рівневій (кулястій) поверхні, описану середнім радіусом Землі R, яка дорівнює S, тобто $\cup OA = S$. Повернемо цю дугу навколо центра O на кут α. Отримаємо таку саму дугу S, тобто $\cup OB = S$. Точка A опише $\cup AB$ малого кола. Позначимо цю дугу σ.

Припустимо, що дуги S вимірювали мірною стрічкою, довжина якої $l = 20$ м.

Оскільки величина l є значно меншою за R, тобто $l \ll R$, то окремі укладання стрічки збігаються з дугою, тобто фактично вимірювали дуги S.

Відкладемо довжини дуг S на площині P від точки O' – проекції точки O. Тоді довжини дуг S будуть без спотворення спроектовані на площину. Але, навіть якщо на площині P кут в точці O' між прямими лініями S дорівнює куту α на кулі, то $\cup\sigma' \neq \cup\sigma$.

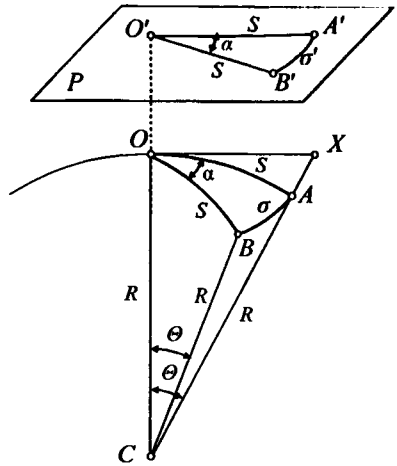


Рис. І.1.12. До проектування кулястої поверхні на площину

Отже, за такого проектування кулі на площину спотворюються тільки дуги малих кіл. Проте в наш час лінії вимірюють переважно електронними тахеометрами. Навіть на рівнинній поверхні вимірані лінії не збігатимуться з дугами S, а будуть, фактично, дотичними до рівневої (кулястої) поверхні. Спроектуємо дугу S OA на площину. Для цього продовжимо радіус $CA = R$ до перетину в точці X з дотичною до кулі в точці O. Тоді OX буде проекцією $OA = S$ на площину. Під час такого проектування $OX \neq S$, до того ж $OX \rangle S$.

Визначимо спотворення ΔS за такого методу проектування

$$\Delta S = OX - S. \tag{І.1.9}$$

Безпосередньо з рис. І.1.12 можна записати

$$OX = S = Rtg\Theta, \tag{І.1.10}$$

$$OA = S = R\Theta. \tag{І.1.11}$$

Так що

$$\Delta S = Rtg\Theta - R\Theta. \tag{І.1.12}$$

Оскільки $S \langle\langle R$, то кут Θ – малий. Розкладемо $tg\Theta$ у ряд, обмежуючись двома членами ряду

$$tg\Theta = \Theta + \frac{1}{3}\Theta^3. \tag{І.1.13}$$

Тому

$$\Delta S = R(\Theta + \frac{1}{3}\Theta^3) - R\Theta. \tag{І.1.14}$$

Звідси, після простих перетворень, отримаємо

$$\Delta S = \frac{1}{3}R\Theta^3. \tag{І.1.15}$$

Але кут Θ у радіанній мірі (як видно з *рис. І.1.12*)

$$\Theta = \frac{S}{R}, \tag{І.1.16}$$

Підставимо значення Θ з (I.1.16) в (I.1.15). Матимемо $S = \frac{1}{3} R \frac{S^3}{R^3} = \frac{1}{3} \frac{S^3}{R^2}$.

Отже, запишемо остаточну формулу

$$\Delta S = \frac{S^3}{3 \cdot R^2}. \qquad (I.1.17)$$

Нагадаємо, в цій формулі S – радіус, що описує площу ділянки на кулі, у можна вважати площиною. Розв'яжемо (I.1.17) відносно S

$$S = \sqrt[3]{\Delta S \cdot 3 \cdot R^2}. \qquad (I.1.18)$$

Найбільший масштаб топографічного знімання, що виконується в Украї-, – 1:500. Його точність ΔS, як відомо, дорівнює 0,05 м. Знайдемо S за ормулою (I.1.18), знаючи відомий середній радіус Землі $R = 6371{,}11$ км. римаємо $S = 18{,}26$ км. Відповідь: сторона квадрата ділянки, вписаної в коло діусом S, дорівнює 25,82 км.

Такі ділянки вважатимемо плоскими, оскільки їх зображення на площині нтичні зображенню на кулі.

Не важко довести, що за першим методом проектування спотворення дуги буде

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma^3}{6 \cdot R^2}. \qquad (I.1.19)$$

Порівняємо формули (I.1.17) та (I.1.19) Отже, якщо дуги рівні, тобто $= S$, тоді за першим методом проектування спотворення буде вдвічі меншим, ілянку, що приймається за площину, можна відповідно подвоїти.

I.1.10. Системи координат, що використовуються в топографії та геодезії

Координати точок – це числа, які визначають положення точок на лінії, ощині, поверхні або в просторі.

В топографії, як і в геодезії, користуються системами координат, що значають положення точки на площині, на криволінійних поверхнях та в осторі. Щоб знайти положення точок на площині, найчастіше використовують артові або прямокутні координати. Проте в топографії застосовується не а, а права система прямокутних координат.

Щоб визначити положення будь-якої точки, наприклад, точки A, носно осей координат, опускають з неї на обидві осі перпендикуляри Am і m_1 (*рис I.1.13*). Відрізки осей координат Om – ***абсциса*** і Om_1 – ***ордината*** ви-

значають положення точки A на площині. Їх позначають відповідно X_A та $У_A$. Для того щоб кожній парі чисел X та $У$ відповідала на площині одна і тільки одна точка, прийнято значення координат записувати зі знаками плюс чи мінус.

Відрізки осей вверх і праворуч від початку координат вважаються додатніми, а вниз і ліворуч – від'ємними.

Так, точка A має додатні координати, а точка B – від'ємні. Вісь абсцис в топографії збігається з напрямом меридіана, що проходить через точку, прийняту за початок координат; за додатний напрям приймають північний напрям меридіана. Інколи напрям осі абсцис беруть не в площині меридіана, а в деякій довільній площині. Такі осі координат називають умовними.

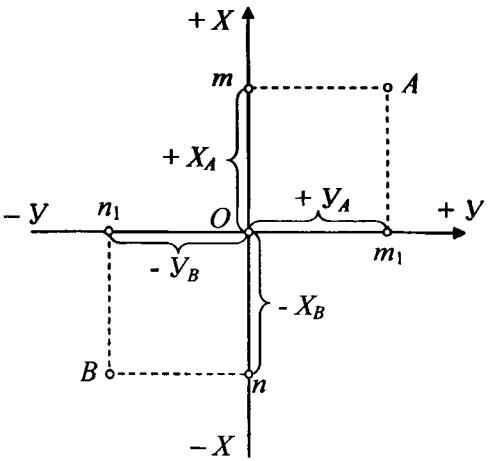


Рис. І.1.13. Система прямокутних координат

Доволі широко використовують у топографії полярну систему координат на площині (*рис. І.1.14*). Полярні координати – це полярна віддаль точки від фіксованого початку координат та полярний кут між вибраною полярною віссю і напрямом на точку.

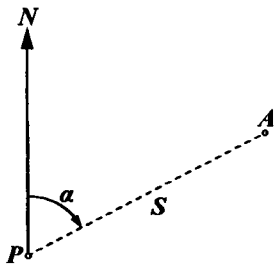


Рис. І.1.14. Полярна система координат

На *рис. І.1.14* точка P – полюс, PN – полярна вісь, α – полярний кут, S – горизонтальна віддаль від полюса P до точки A. Отже, точка A має координати: кут α та віддаль S. За полярну вісь на площині часто приймають напрям, паралельний до осі абсцис прямокутної системи координат.

Як відомо, в топографії використовують такі поверхні, як: куля, еліпсоїд, геоїд (квазігеоїд). Залежно від цього координати поділяють на географічні (сферичні) – на кулі; геодезичні – на еліпсоїді; астрономічні – на геоїді (квазігеоїді).

Розглянемо спочатку геодезичні координати на еліпсоїді (*рис. І.1.15*). Нехай PGP' – меридіанний еліпс, що проходить через точку нульових довгот – початковий (Гринвіцький) меридіан. $PM'DP'$ – меридіан точки M'. Точка M' – проекція точки M на еліпсоїді по нормалі MK до поверхні еліпсоїда.

Геодезичною широтою B точки M називається кут, утворений площиною екватора $ECDE'$ і нормаллю MK.

Геодезичною довготою L точки M називається двогранний кут між площиною початкового меридіана PCP' та площиною меридіана $PM'DP'$, що проходить через точку M.

Широти точок, розташованих у північній півкулі, називають північними, а широти точок південної півкулі – південними.

Залежно від того, де розташовані точки – на схід чи на захід від початкового меридіана, вони мають східні або західні довготи відповідно. На території України координати всіх точок мають північні широти та східні довготи.

Щоб перейти від геодезичних координат до ***астрономічних,*** потрібно еліпсоїд замінити геоїдом, а нормаль до еліпсоїда – прямовисною (лінією виска).

Якщо допустити, що на *рис. I.1.15* зображено геоїд, а лінія виска не збігається з нормаллю MK, то зрозуміло, що величина кута B зміниться. Крім того, оскільки площина меридіана $PM'DP'$ збігається з нормаллю, а площина астрономічного меридіана збігається з прямовисною лінією, то зміниться положення площини $PM'DP'$, а це означає, що зміниться і довгота L. Тому потрібно дати визначення астрономічних широт та довгот.

Астрономічна широта – це кут між площиною екватора та прямовисною лінією у певній точці.

Астрономічна довгота – це двогранний кут між площиною початкового меридіана та площиною астрономічного меридіана цієї точки. Площина астрономічного меридіана – це площина, що проходить через лінію виска в певній точці й паралельна до осі обертання Землі. Астрономічні широти і довготи позначають відповідно φ та λ.

У геодезичних роботах різницею між астрономічними і геодезичними координатами ніколи не нехтують. Ця різниця, спричинена відхиленнями прямовисних ліній і неправильним вибором розмірів та орієнтування референц-еліпсоїда в тілі Землі, є предметом вивчення вищої геодезії.

У географії за фігуру Землі звичайно приймають кулю й нехтують відхиленням прямовисних ліній. В результаті астрономічна та геодезична системи координат перетворюються на єдину ***географічну систему координат.*** Прямовисні лінії й нормалі збігаються і стають радіусами, які перетинаються в центрі кулі. Географічні широти і довготи також прийнято позначати φ та λ.

У зв'язку з широким застосуванням супутникової геодезії не тільки для створення геодезичних мереж, але й в топографії великого значення набуває ***геоцентрична система прямокутних просторових координат*** (*рис. І.1.16*).

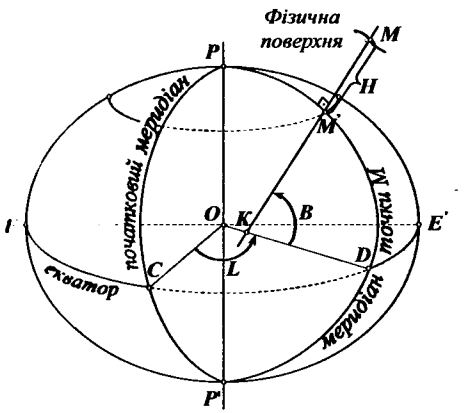


Рис. І.1.15. Геодезичні координати B і L точок земної поверхні на еліпсоїді

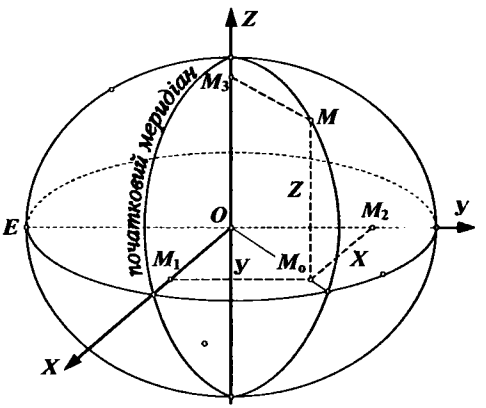


Рис. І.1.16. Геоцентрична система прямокутних просторових координат

Початок координат точку O вибирають у центрі мас Землі. Тому система отримала назву "геоцентрична", на відміну від топоцентричної, у якій початок координат на поверхні Землі. Вісь OZ спрямована вздовж осі обертання Землі до Північного полюса. Вісь OX лежить на лінії перетину площини початкового меридіана з площиною екватора. Вісь OY – лінія перетину площини меридіана, перпендикулярного до початкового меридіана з площиною екватора. Координати довільної точки M в цій системі визначаються відрізками $X = OM_1 = M_0M_2$; $Y = OM_2 = M_0M_1$; $Z = OM_3 = M_0M$.

Щоб побудувати відрізок M_0M, що дорівнює Z, спроектуємо точку M на площину екватора. В площині екватора матимемо точку M_0. Далі з точки M_0 проведемо в площині екватора лінії, паралельні до осей OX та OY. Тоді на цих осях отримаємо точки M_1 та M_2, а також матимемо відрізки $M_0M_2 = X$ та $M_0M_1 = Y$.

I.2. Картографічні проекції, карти та плани

I.2.1. Загальні відомості про картографічні проекції

Коли ведуть мову про зображення поверхні Землі на площині (на карті або плані), то мають на увазі зображення контурів різних предметів та нерівностей місцевості (рельєфу). Кожний контур та об'єкт місцевості – це безперервна низка точок, прямих і кривих ліній. Отже, зображення Земної поверхні на площині можна виконати, зобразивши множину точок та ліній цієї поверхні. Методів зображення поверхні Землі на площині дуже багато. Детальним вивченням цих методів займається математична картографія. Зв'язок між прямокутними координатами $(X,У)$ положення точки на площині та геодезичними координатами (широтою B, довготою L) на еліпсоїді можна подати в загальному вигляді

$$\left.\begin{aligned} X &= f_1(B,L) \\ У &= f_2(B,L) \end{aligned}\right\} \qquad (I.2.1)$$

Знаючи геодезичні координати (B,L) точки на еліпсоїді і математичні залежності, можна визначити відповідні координати цієї точки $(X,У)$ на площині.

Ми розглянемо лише питання, необхідні, щоб зрозуміти суть картографічних проекцій, які використовують у топографії. Для спрощення міркувань припустимо, що поверхня Землі (меридіани, паралелі, контури материків, океанів, озер, населених пунктів) зображається спочатку на глобусі певного розміру, а потім поверхню глобуса переносять на площину за певним законом. Закони проектування географічної мережі меридіанів і паралелей на площину називають картографічними проекціями. Зображаючи поверхню Землі на глобусі, ми зменшуємо всі лінійні розміри на цій поверхні в однакову кількість разів. Ступінь такого зменшення називається ***масштабом***. Якщо йдеться про зменшення лінійних розмірів, то масштаб в такому разі називають масштабом довжин; якщо порівнюють площі, то масштаб називається масштабом площ.

Звернемо увагу, що за такої постановки картографічної задачі необхідно порівнювати відповідні величини на карті і на глобусі; на карті і на поверхні Землі та, нарешті, на глобусі і на поверхні Землі.

Відношення деякої лінії на глобусі (наприклад, радіус глобуса – R_0,) до відповідної лінії на земній кулі (наприклад, радіус земної кулі – $R_З$;) називається головним, або загальним, масштабом карти і позначається буквою μ.

Достатньо точне зображення поверхні Землі, прийнятої за поверхню кулі, можна отримати на глобусі. Проте на маленькій кулі, якою і є глобус, можна зобразити поверхню Землі тільки в загальних рисах. Великі глобуси – громіздкі й незручні у користуванні, а для інженерного проектування вони взагалі непридатні. Немає альтернативи детальному зображенню поверхні Землі на площині.

Зображаючи поверхню глобуса на площині, намагаються зберегти розміри сих чи інших фігур, прямих та інших ліній. Але повністю зберегти їх неможливо, тому що сферичну поверхню не можна розгорнути на площину. Лише в деяких випадках вдається досягти того, щоб деяка лінія або навіть система ліній на глобусі зберегли свою довжину на площині. У такому разі відношення відрізків ліній карти до відповідних відрізків на глобусі дорівнюватиме одиниці. Це означає, що масштаб цих ліній відносно відповідних ліній на поверхні Землі дорівнює масштабу глобуса, тобто головному масштабу. В інших випадках це відношення буде або більшим, або меншим за одиницю. Як бачимо, зображаючи глобус на площині, не можна добитись, щоб масштаб усюди дорівнював головному. Масштаб довжини на карті безперервно змінюється під час переходу від точки до точки.

Раніше було показано, що невелику ділянку поверхні Землі певних розмірів можна вважати площиною і тому її зображення на папері зберігає повну подібність всіх контурів місцевості. Таке зображення називається ***планом***.

Отже, ***планом*** називається зменшене, подібне зображення на площині горизонтальної проекції порівняно невеликої ділянки місцевості. На карті довжини ліній і кути не відповідають їх фактичним значенням, але, знаючи проекцію, за якою складена карта, можна отримати їхні істинні значення за допомогою обчислень та додаткових побудов. Навпаки, план у межах точності польових та креслярських робіт дає подібне зображення місцевості: на плані лінії пропорційні, а кути – дорівнюють їх дійсним величинам.

Картографічна мережа є зовнішньою ознакою, яка відрізняє карту від плану. Між планом та картою є істотні відмінності:

план дає зображення проекцій невеликих ділянок поверхні Землі на горизонтальну площину, карта дає зображення проекцій значних ділянок або всієї поверхні Землі на площину;

довжини, кути, площі контурів на плані не спотворюються, а на карті спотворюються.

Інакше кажучи, масштаб плану залишається постійним для усіх частин плану. На картах, особливо на тих, що зображають усю Землю або велику її частину, масштаб змінюється не тільки в різних частинах карти, але й за різними напрямами, що виходять з однієї точки. Встановлений для карти

масштаб точно зберігається тільки в її окремих частинах, звичайно вздовж деяких меридіанів та паралелей. Такий масштаб називається головним. Масштаби в інших частинах карти відрізняються від головного і називаються частковими. Чим менша частина поверхні Землі, яку охоплює карта, тим більше карта за властивостями наближена до плану. Найбільші відхилення часткових масштабів від головного мають карти, на яких зображені цілі континенти або вся поверхня Землі. Це географічні карти.

За масштабами карти умовно поділяють на:

а) великомасштабні – 1:100 000 і більших масштабів;

б) середньомасштабні – від 1:200 000 до 1:1 000 000;

в) дрібномасштабні – дрібніші за 1:1 000 000.

Великомасштабні карти називають топографічними; середньомасштабні часто називають оглядовими або штурманськими. Інколи плани або карти складають, не зображаючи на них рельєфу. Такі плани чи карти називають ситуаційними, або контурними.

Топографічні карти мають багатоцільове призначення, тому на них наносять усі елементи місцевості. Це відрізняє їх від спеціальних карт, на яких переважає зображення одного або кількох елементів (наприклад геологічні, ботанічні та інші). В інженерно-геодезичних роботах найчастіше використовують карти масштабів 1:10000 і більших масштабів.

Щоб краще зрозуміти відмінність між картою та планом, повернемося до питання спотворень зображень. Як уже зазначалося, спотворюється тут не тільки масштаб довжини, але й масштаб площ безперервно змінюється від точки до точки. Абсолютно так само і кути між напрямками в різних точках карти не дорівнюють відповідним кутам на глобусі.

Припустимо, що в деякій точці O_0 глобуса з широтою φ та довготою λ описане нескінченно мале коло A_0B_0. У тій чи іншій проекції на площині коло не завжди зобразиться колом, воно може зобразитись еліпсом. Цей еліпс називається еліпсом спотворень. Напрями великої a і малої $в$ півосей є саме ті напрямами, за якими у певній точці карти масштаби мають найбільше й найменше значення.

Два взаємно перпендикулярні напрями у довільній точці глобуса і відповідні їм два взаємно перпендикулярні напрямки на еліпсі спотворень, за якими масштаби мають найбільше й найменше значення, називаються головними напрямками. Зауважимо, що головні напрямки не обов'язково збігаються з напрямками меридіанів та паралелей. Між головними напрямками існує скінченна множина напрямків, за якими масштаб має проміжне значення, безперервно зменшуючись від найбільшого до найменшого і навпаки.

Отже, масштаб карти безперервно змінюється не тільки з переходом від точки до точки, але й у певній точці, при переході від напрямку до напрямку. Ось чому масштабом g карти відносно до глобуса у певній точці за певним напрямком називають відношення нескінченно малого відрізка ds карти до відповідного нескінченно малого відрізка ds_0 глобуса.

$$g = \frac{ds}{ds_o}\left(\frac{карта}{глобус}\right). \qquad (I.2.2)$$

Головний масштаб карти μ (за визначенням) є відношенням нескінченно малого відрізка ds_0 на глобусі до нескінченно малого відрізка на поверхні Земної кулі – dS_0

$$\mu = \frac{ds_o}{dS_o}\left(\frac{глобус}{земна\ куля}\right). \qquad (I.2.3)$$

Щоб визначити масштаб c карти в заданій точці і в заданому напрямку відносно земної кулі, очевидно, потрібно g помножити на головний масштаб μ

$$c = g \cdot \mu = \frac{ds}{ds_o} \cdot \frac{ds_o}{dS_o} = \frac{ds}{dS_o}. \qquad (I.2.4)$$

Величину g називають збільшенням або модулем масштабу, оскільки g – це множник, на який потрібно помножити загальний, головний масштаб, щоб отримати масштаб c карти.

Масштаб c, як видно з формули (I.2.4), є відношенням нескінченно малого відрізка ds на карті до нескінченно малого відрізка dS_0 на земній кулі. Масштаб c називається ***частковим масштабом***.

Чим меншим є відхилення часткових масштабів c від головного масштабу μ, тобто чим ближчі модулі g до одиниці в усіх точках карти, тим краще вибрана проекція для цієї карти. Для планів модуль g завжди дорівнює одиниці. В цьому, між іншим, важлива відмінність між планом та картою.

Різниця $ds - ds_0$ є абсолютним спотворенням довжини елемента dS_0 при перенесенні його з глобуса на карту, а відношення $\frac{ds - ds_o}{ds_o}$ – відносне спотворення цієї довжини. Усе сказане відносно масштабів довжин майже дослівно можна повторити відносно масштабів площ. Спотворення кутів визначаються безпосередньо різницею кутів на карті та на глобусі. Міри для оцінки відносного спотворення кутів не вводять.

I.2.2. Класифікація картографічних проекцій

Для систематичного вивчення картографічних проекцій їх класифікують а деякими властивостями, з яких на найбільшу увагу заслуговує характер :потворень. В попередньому пункті показано, що у разі зображення глобуса на ілощині взагалі спотворюються і довжини, і кути, і площі. Однак, можливі ірокції, в яких збігаються (для малих ділянок) розміри тих чи інших елементів. Залежно від цього розрізняють такі проекції:

1. Рівнокутні (конформні) проекції, в яких зображення нескінченно малих ;ігур на картах подібні до відповідних фігур на земній поверхні (або на глобусі, що не змінює суті). Назва "рівнокутні проекції" пояснюється тим, що в іодібних фігурах відповідні кути рівні між собою. Тільки в цих проекціях іескінченно мале коло на глобусі зобразиться також колом на карті.

2. Рівновеликі проекції, в яких зображення на картах зберігають площі ідносно глобуса такого самого масштабу.

3. Рівнопроміжні проекції, в яких у кожній точці зберігаються довжини на дному з головних напрямів еліпса спотворень.

4. Довільні проекції, яким не притаманна ні одна з вищеназваних власти-остей. Взагалі розрізняють такі картографічні проектування: на площини, онуси, циліндри. Залежно від орієнтування поверхні проектування відносно лобуса (земної кулі) поділяють на: нормальне, поперечне, похиле (*рис. I.2.1*).

Детально ці питання вивчає математична картографія.

Зауважимо, що в топографічному картографуванні найчастіше застосо-ується проекція Гаусса–Крюгера, яка є рівнокутною, циліндричною, попе-ечною проекцією еліпсоїда на поверхню циліндра, вісь якого перпендикулярна о осі обертання Землі.

Широке використання саме цієї проекції можна пояснити тим, що івнокутність можна зберігати тільки за умови, коли віддалі вздовж напрямків авколо точки циліндра у межах малої ділянки будуть пропорційними до ідповідних віддалей на кулі.

Це можливо, якщо в деякій точці масштаб не залежить від напрямку інійного елемента. В результаті, без цієї проекції, модуль g (див. формулу 2.2.) буде близьким до одиниці для доволі значної ділянки.

Проекцію Гаусса–Крюгера детальніше описано далі.

В наш час широко застосовують цифрові карти та плани, в яких дані в ифровому вигляді запам'ятовуються в пам'яті комп'ютера і можуть бути еретворені на зображення на дисплеях комп'ютерів. Це і будуть цифрові оделі місцевості (ЦММ) та цифрові моделі рельєфу (ЦМР).

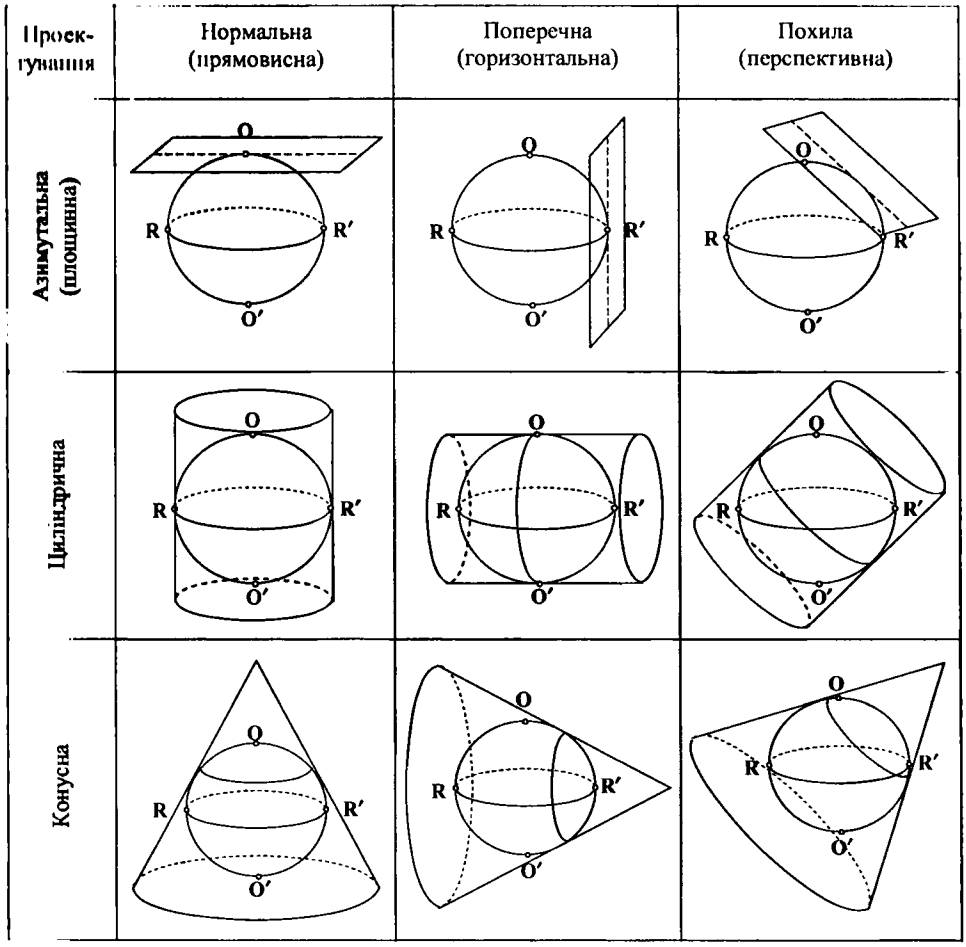


Рис. І.2.1. Геометрична інтерпретація різних методів картографічного проектування

Крім планів та карт, складають профілі місцевості, які є зменшеним зображенням прямовисного (вертикального) розрізу земної поверхні в деякому, наперед заданому напряму. Профілі місцевості необхідні для виконання багатьох практичних інженерних завдань.

І.2.3. Масштаби планів і карт. Числовий, лінійний і поперечний масштаби

Розміри земельних ділянок та їхніх горизонтальних проекцій на площину занадто великі та їх зображають на папері не в дійсному, а в зменшеному вигляді.

гупінь зменшення горизонтальних проекцій ліній місцевості при зображенні їх ı плані або карті називається ***масштабом***. Інакше кажучи, під масштабом ›зуміють відношення довжини відрізка на плані чи карті до відповідної ›ризонтальної проекції цього відрізка на місцевості. Часто масштаб виражають у ıгляді простого дробу $1/M$. Такий масштаб називається ***числовим***. Отже, ***ıсловий масштаб*** – це дріб, чисельник якого одиниця, а знаменник – число, що ›казує, у скільки разів горизонтальні проекції ліній місцевості зменшені на ıані чи карті. Наприклад, масштаб карти 1:5000 означає, що довжина лінії на рті менша за горизонтальну проекцію цієї лінії на місцевості у 5000 разів. Чим ıьший знаменник M числового масштабу, тим масштаб дрібніший, і, навпаки, м менший знаменник M, тим масштаб більший.

Якщо довжину лінії на карті або плані позначити буквою d, то їй ıповідатиме горизонтальне прокладення лінії на місцевості, довжина якого

$$S = dM. \qquad (I.2.5)$$

Навпаки, знаючи горизонтальну проекцію лінії місцевості S, можна айти довжину цієї лінії на карті d, тобто $d = S/M$. Як бачимо, переходячи ı карти до місцевості або навпаки, потрібно виконувати обчислення. Якщо сяги робіт значні, щоб уникнути громіздких обчислень, користуються сштабами, які називаються лінійними та поперечними.

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

Лінійний масштаб з основою $a = 2$ см називають нормальним. Його під-сують відповідно до масштабу карти, для якої він побудований. Наприклад, для ›ти масштабу 1:10 000 *(рис. I.2.2)* основі лінійного масштабу $a = 2$ см відповідає місцевості горизонтальна лінія завдовжки 200 м. На кінці першої основи з ıвого боку ставлять нуль; ліворуч і праворуч від нуля відповідно до масштабу –), 200, 400, 600 і т.д. Щоб підвищити точність вимірювання, ліву основу ділять декілька частин. На *рис. I.2.2* таких частин 20; ціна найменшої поділки дорівнює м. Згідно з *рис. I.2.2* довжина лінії AB = 400 м + 85 м = 485 м.

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

Точніше можна виміряти лінію за допомогою поперечного масштабу. ›б побудовати його, на відрізку прямої CD (*рис. I.2.3*) відкладають лідовно декілька разів основу масштабу a. В отриманих точках будують пендикуляри до лінії CD.

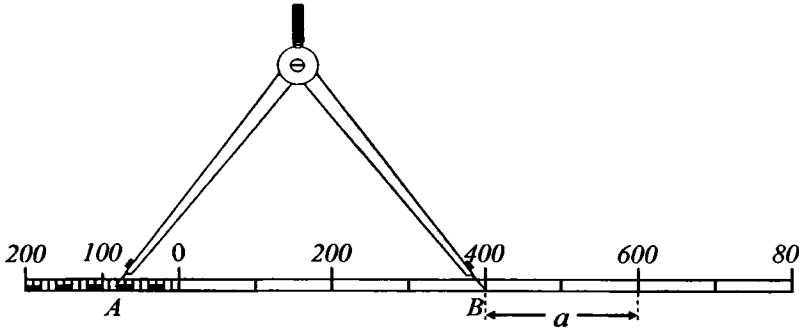


Рис. І.2.2. Лінійний масштаб для карти масштабу 1:10 000

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. Аналогічно через решту точок проводять похилі лінії, паралельні до AF, які називають *трансверсалями*.

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

$$\frac{F_1E_1}{FE} = \frac{AE_1}{AE}. \qquad (I.2.6)$$

$$F_1E_1 = \frac{AE_1 \cdot FE}{AE}. \qquad (I.2.7)$$

За побудовою $FE = \frac{a}{n}$; своєю чергою, $AE_1 = \frac{AE}{m}$.

Підставивши значення FE та AE_1 у формулу (І.2.7), отримаємо:

$$F_1E_1 = \frac{\frac{a}{n} \cdot \frac{AE}{m}}{AE}. \qquad (I.2.8)$$

Після нескладних перетворень можемо записати

$$F_1E_1 = \frac{a}{m \cdot n}. \qquad (I.2.9)$$

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

$$F_1E_1 = \frac{a}{100}. \qquad (I.2.10)$$

Такий поперечний масштаб називають ***сотенним масштабом***.

Аналогічно $F_2E_2 = 0{,}02 \cdot a$, $F_3E_3 = 0{,}03 \cdot a, \cdots, FE = 0{,}10 \cdot a$, тобто кожний наступний відрізок відрізняється від попереднього на 0,01 основи масштабу. В масштабі 1:10 000 основі 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 проекції 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. I.2.3*) 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.

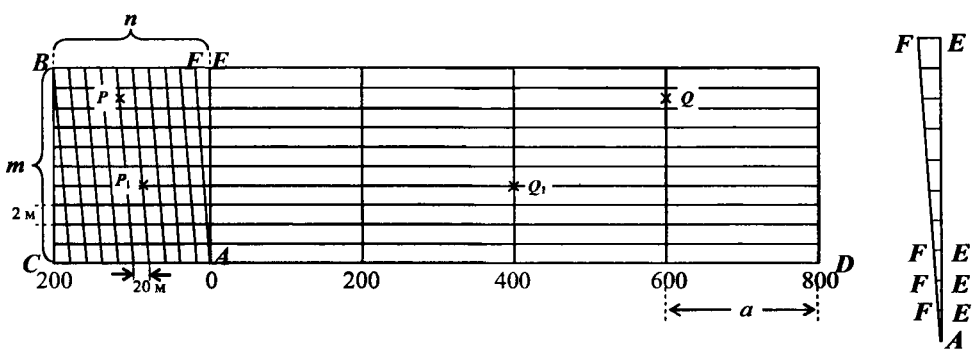


Рис. I.2.3. Поперечний масштаб для карти масштабу 1:10 000

Визначимо довжини горизонтальних проекцій ліній місцевості, яким на карті відповідають відрізки P_1Q_1 і PQ (див. *рис. I.2.3*).

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

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

Навпаки, маючи горизонтальні проекції 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.

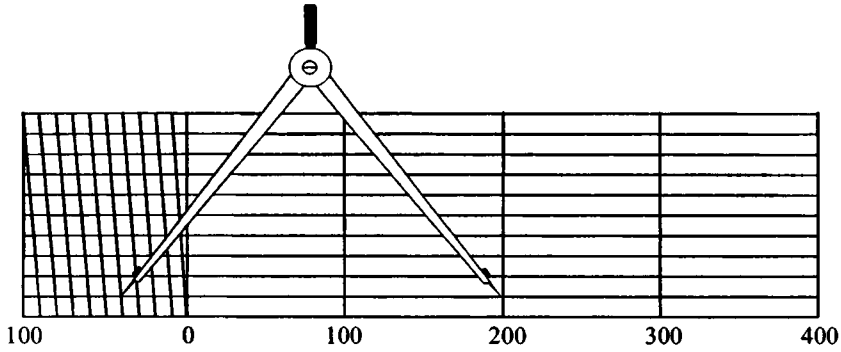


Рис. І.2.4. Відкладання відрізка завдовжки 241 м

Для наочності на *рис. І.2.4* 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.

І.2.4. Точність масштабу. Точність вимірювання ліній на карті або плані

На плані чи карті неозброєним оком можна побачити точку, діаметр якої не менший, ніж 0,1 мм. Такий найменший отвір в 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.

Поняття точності масштабу є одним з найважливіших в 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.

Плани та карти викреслюють в умовних знаках для вибраного масштабу. Умовні знаки прийнято поділяти на масштабні (контурні), напівмасштабні (лінійні), позамасштабні та пояснювальні (допоміжні).

Масштабними називаються умовні знаки, якими відображають предмети місцевості з дотриманням їхніх розмірів. Наприклад: ліси, луки, озера, сади, чагарники, рідколісся тощо.

Лінійні об'єкти (дороги, ЛЕП, лінії зв'язку) зображають на планах і картах ***напівмасштабними*** умовними знаками, тобто лише їхня довжина виражається в масштабі плану чи карти.

Предмети місцевості, які не можна виразити в масштабі плану чи карти через невеликі розміри, зображають ***позамасштабними*** умовними знаками. Наприклад: колодязі, окремі дерева, пам'ятники, пункти Державної геодезичної мережі.

Написи на картах, пояснення, характеристики об'єктів (мостів, доріг, річок тощо) належать до категорії ***пояснювальних*** умовних знаків.

Не менш важлива і обернена задача: в якому масштабі слід складати план, щоб певні предмети обов'язково були відображені зі збереженням їхньої подібності?

Нехай потрібно побудувати карту, на якій були б відображені елементи ситуації, розміри яких не менші за 2 м. Щоб визначити масштаб такої карти, приймемо, що точність масштабу – 2 м. Тоді 0,1 мм відповідатиме 2 м; 1 мм – 20 м; 1 см – 200 м. Отже, масштаб карти повинен бути 1:20 000.

З точністю масштабу пов'язана і точність вимірювання ліній на планах і картах. Найменший відрізок, який видно неозброєним оком, дорівнює 0,2 мм. Такий самий розмір має найменша поділка нормального поперечного масштабу. Тому цей масштаб найдоцільніший.

Хоча голки циркуля-вимірника можна встановлювати і всередині між паралельними лініями поперечного масштабу, це ще не означає, що можна вимірювати лінії нормальним поперечним масштабом з точністю 0,1 мм. Пояснимо чому.

По-перше, поперечні масштаби будують звичайно на металі (часто на бронзі) і всі лінії прорізають на металі у вигляді канавок, ширина яких не менша за 0,1 мм. Коли голки циркуля-вимірника потрапляють у такі канавки, то їхні вістря можна рухати вздовж канавок, як мінімум на половину віддалі між паралельними лініями поперечного масштабу, не змінюючи віддалі між вістрями голок. Зрозуміло, що під час такого переміщення голок віддалі між перпендикулярами та трансверсалями зміняться приблизно на 0,1 мм.

По-друге, зауважимо, що під час вимірювань на карті спочатку встановлюють голку циркуля-вимірника на кінцях відрізка на папері, а потім переносять цей відрізок на поперечний масштаб. Це збільшує похибки графічних вимірів.

Отже, 0,2 мм є реальною графічною точністю як вимірювання, так і відкладання ліній на папері. Гранична похибка (більшою за яку є груба похибка) прийнята вдвічі більшою. Відносна графічна похибка відкладання або вимірювання на плані чи карті відрізків завдовжки 5 10 см становить відповідно 1/250 1/500. Гранична 1/125 1/250. Точнішими є цифрові електронні карти.

І.2.5. Номенклатура та розграфлення карт і планів

Номенклатура – це умовне буквено-цифрове позначення аркушів карт та планів певних масштабів, яке дає змогу визначати положення на земній кулі тієї частини території, що зображена на цих аркушах.

Розграфлення – система поділу карт на окремі аркуші (трапеції).

Основою розграфлення та номенклатури топографічних карт є аркуш карти масштабу 1:1000000. Правила складання цієї карти розроблено на лондонській міжнародній географічній конференції в 1909 р. та доповнено на паризькій міжнародній географічній конференції в 1919 р. Щоб отримати аркуш карти 1:1000000, земну кулю ділять паралелями і меридіанами на частини. Поділивши поверхню Землі паралелями через 4°, отримують ряди або пояси (див. *рис. І.2.5*), які позначають великими літерами латинського алфавіту від A до V, починаючи від екватора на північ та південь. Порядковий номер літери в латинському алфавіті є номером ряду. Ряд, позначений буквою V, є останнім і його номер за порядком – 22. Широта паралелі, що відділяє цей ряд від екватора, – 88°. Сегмент біля полюса, обмежений паралеллю 88°, позначається буквою Z.

Поділивши поверхню земної кулі меридіанами через 6°, одержують колони, які нумерують арабськими цифрами від 1 до 60, починаючи від меридіана з довготою 180° в напрямку на схід, тобто проти ходу годинникової стрілки. Отже, вся поверхня Землі поділена на сферичні трапеції з розмірами сторін по широті φ 4° і по довготі $\Delta\lambda = 6^\circ$, які і є аркушами карт масштабу 1 : 1 000 000. Щоб знайти положення деякої трапеції масштабу 1:1 000 000, вказують букву ряду і номер колони, які її утворюють, наприклад, $M-35$ (заштрихована на *рис. І.2.5*). Таке позначення трапеції називається номенклатурою.

Оскільки карта 1:1 000 000 є міжнародною, то і така географічна мережа меридіанів та паралелей називається міжнародним розграфленням.

Коли відома номенклатура карти масштабу 1:1 000 000, то можна знайти географічні координати вершин цієї трапеції. Навпаки, знаючи координати вершин трапеції, можна знайти її номенклатуру. При цьому в північній півкулі перед буквою, що позначає ряд, ставлять букву N, в південній – букву S. Тоді позначення $M-35$ матиме для північної півкулі номенклатуру $NM-35$, для південної – $SM-35$. Оскільки вся територія України розміщена в північній півкулі, то букви N або S не пишуть і кінцева номенклатура буде $M-35$.

Щоб отримати аркуші карт більших масштабів, аркуш карти масштабу 1:1 000 000 ділять на частини. Один аркуш карти масштабу 1:1 000 000 (*рис. І.2.6*) ділять на 4 аркуші карти масштабу 1:500 000 і позначають великими буквами $А, Б, В, Г$, які приєднуються до номенклатури аркуша карти 1:1 000 000.

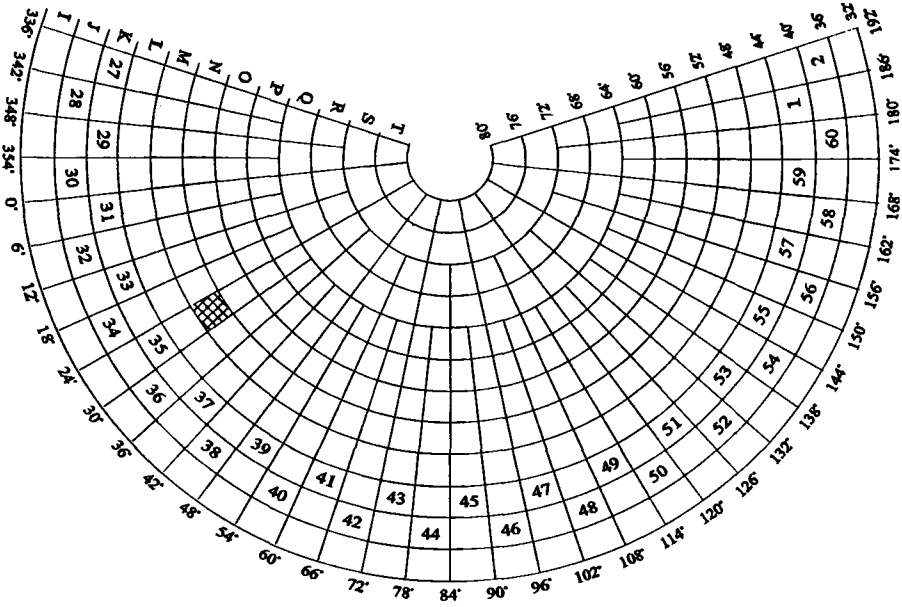


Рис. I.2.5. Розграфлення аркушів карт масштабу 1:1 000 000

Розграфлення аркушів карт масштабів 1:300 000, 1:200 000 отримують, поділивши карти масштабу 1:1 000 000 паралелями та меридіанами на 9 та 36 частин відповідно. Аркуші карти масштабу 1:300 000 позначають римськими цифрами $I, II, \cdots, IX$, які пишуть перед номенклатурою аркуша карти масштабу 1:1 000 000, наприклад, $VI - M - 35$; аркуші карти масштабу 1:200 000 позначають римськими цифрами $I, II, \cdots, XXXVI$, які вказують після номенклатури аркуша 1:1 000 000, наприклад, $M - 35 - XXII$.

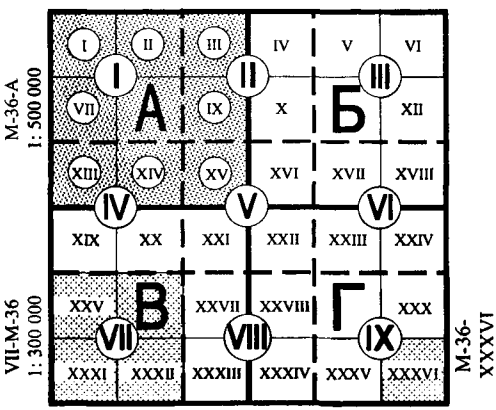


Рис. I.2.6. Схема поділу аркуша карти масштабу 1:1 000 000 на аркуші карт масштабів 1:500 000, 1: 300 000, 1:200 000, їхня нумерація та написання номенклатури

Аркуш карти масштабу 1:1 000 000 поділяють на 144 (12x12) аркуші карт масштабу 1:100 000 і позначають арабськими цифрами 1,2,…,144, які записують також після номенклатури аркуша карти 1:1 000 000.

Розграфлення аркуша карти масштабу 1:1 000 000 на аркуші карт більших масштабів, а саме 1:500 000, 1:300 000, 1:200 000, 1:100 000 подано в табл. І.2.1.

Таблиця І.2.1

Номенклатура та розміри рамок трапецій аркушів карт масштабів 1:1 000 000, 1:500 000, 1:300 000, 1:200 000, 1:100 000

Масштаб карти	Кількість аркушів карт наведених масштабів в одному аркуші карти масштабу 1:1 000 000	Номенклатура останнього аркуша карти	Розмір рамки	
			за широтою	за довготою
1:1 000 000	–	$M-35$	4°00′	6°00′
1:500 000	4 $(A,Б,В,Г)$	$M-35-Г$	2°00′	3°00′
1:300 000	9 $(I,II,\cdots,IX)$	$IX-M-35$	1°20′	2°00′
1:200 000	36 $(I,II,\cdots,XXXIV)$	$M-35-XXXIV$	0°40′	1°00′
1:100 000	144 (1,2,..., 144)	$M-35-144$	0°20′	0°30′

Послідовність розграфлення аркуша карти масштабу 1:100000 на аркуші карт більших масштабів наведено в табл. І.2.2.

Таблиця І.2.2

Номенклатура та розміри рамок трапецій аркушів карт масштабів 1:100000, 1:50000, 1:25000, 1:10000

Масштаб карти	Кількість аркушів карт в одному аркуші карти попереднього масштабу	Номенклатура останнього аркуша карти	Розмір рамки	
			за широтою	за довготою
1:100 000	–	$M-35-144$	0°20′00″	0°30′00″
1:50 000	4 $(A,Б,В,Г)$	$M-35-144-Г$	0°10′00″	0°15′00″
1:25 000	4 $(а,б,в,г)$	$M-35-144-Г-г$	0°05′00″	0°07′30″
1:10 000	4 (1,2,3,4)	$M-35-144-Г-г-4$	0°02′30″	0°03′45″

Аркуш карти масштабу 1:100 000 є основою для розграфлення і номенклатури аркушів карт більших масштабів. Одному аркушу карти масштабу 1:100 000 відповідає 4 аркуші карти масштабу 1:50 000, які позначають великими буквами $А,Б,В,Г$ і дописують їх до номенклатури

аркуша карти 1:100 000. Одному аркушу карти масштабу 1:50 000 відповідають чотири аркуші карт масштабу 1:25 000, які позначаються малими буквами *а,б,в,г*, що дописують до номенклатури аркуша карти масштабу 1:50 000. Нарешті аркуш карти масштабу 1:25 000 поділяють на чотири аркуші карти масштабу 1:10 000. Їх нумерують арабськими цифрами 1, 2, 3, 4, які дописують до номенклатури аркуша карти масштабу 1:25 000.

Основою для розграфлення аркушів карт масштабів 1:5000 і 1:2000 також є аркуш карти масштабу 1:100000. Одному аркушу карти масштабу 1:100 000 відповідає 256 (16х16) аркушів карт масштабу 1:5000, які позначають цифрами 1,2,3, ..., 256 і дописують в дужках до номенклатури аркуша карти масштабу 1:100000. Одному аркушу карти масштабу 1:5000 відповідає дев'ять аркушів карти масштабу 1:2 000, які позначають малими буквами *а,б,в,г,д,е,ж,з,и*.

Зауважимо, що карти масштабу 1:5 000 можна також отримати, розділивши карту масштабу 1:10000 на чотири частини. Послідовність розграфлення та номенклатуру аркушів карт масштабів 1:5000 та 1:2000 наведено в табл. I.2.3.

Таблиця I.2.3

Номенклатура та розміри рамок трапецій аркушів карт масштабів 1:5000, 1:2000

Масштаб карти	Кількість аркушів карт в одному аркуші карти попереднього масштабу	Номенклатура останнього аркуша карти	Розмір рамки	
			за широтою	за довготою
1:100 000	–	М-35-144	0°20′00″	0°30′00″
1:5 000	256 (1,2,...,256)	М-35-144-(256)	0°01′15′	0°01′52,5″
1:2 000	9 (*а,б,в,г,д,е,ж,з,и*)	М-35-144-(256-*и*)	0°00′25″	0°00′37,5″

З вищесказаного зрозуміло, що, знаючи номенклатуру будь-якого аркуша карти, можна знайти широти і довготи кутів рамок трапецій.

Для планів міст, населених пунктів та ділянок, площа яких менша за 20 км^2, як правило, а для масштабів 1:1000 і 1:500 завжди застосовують прямокутне розграфлення з розміром рамок для масштабу 1:5000 – 40×40 см, для масштабів 1:2 000, 1:1 000 і 1:500 – 50×50 см. У такому разі за основу розграфлення приймають аркуш карти масштабу 1:5 000, номенклатура якого позначається арабською цифрою. Такому аркушу відповідають чотири аркуші масштабу 1:2 000. Кожний з них позначають, додавши до номера масштабу 1:5 000 одну з перших великих букв кирилиці $(А, Б, В, Г)$, наприклад, $5-Б$. Аркушу карти масштабу 1:2 000 відповідають чотири аркуші карти масштабу

1:1000, які позначають римськими цифрами (I, II, III, IV) і 16 аркушів карт масштабу 1:500, які позначають арабськими цифрами (1, 2, 3,..., 16).

На *рис. І.2.7* наведено розграфлення та номенклатури прямокутних аркушів планів масштабів 1:2 000, 1:1 000, 1:500. Арабська цифра «5» на *рис. І.2.7* означає порядковий номер трапеції масштабу 1:5 000. Номерів може бути стільки, скільки таких трапецій на ділянці робіт. На *рис. І.2.7* вказані масштаби і в дужках номенклатури заштрихованих аркушів карт.

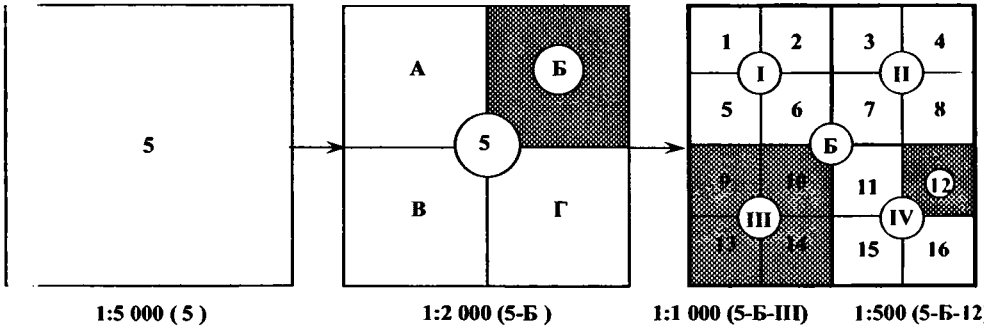


Рис. І.2.7. Поділ аркуша карти масштабу 1:5 000 з номенклатурою (5) на аркуші карт більших масштабів та визначення їхньої номенклатури

І.2.6. Багатоаркушеві карти

Вимоги до топографічних карт дещо інші, ніж до оглядових. Найважливішими вимогами є простота і висока точність вимірів на них. Не важко зрозуміти, що ці вимоги задовольняють тільки ті карти, що мають найменші спотворення. Однак під час зображання значної території будь-яка проекція дає великі спотворення. Щоб зменшити їхніх вплив, необхідно зображати на окремих аркушах топографічних карт малі території. Своєю чергою, це означає, що топографічні карти повинні бути багатоаркушевими. Аркуші таких карт обмежені географічною сіткою меридіанів і паралелей. Густота географічної сітки залежить від масштабу карти: чим дрібніший масштаб, тим рідша географічна сітка.

У системі топографо-геодезичної служби України прийнято такі масштаби топографічних карт: 1:1 000 000, 1:500 000, 1:300 000, 1:200 000, 1:100 000, 1:50 000, 1:25 000, 1:10 000, 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000, 1:500. Як бачимо, це ті масштаби, номенклатуру і розграфлення яких ми розглянули вище.

Одним з доволі вдалих зображень земної поверхні на площині є зображення у рівносторонній картографічній проекції. В цій проекції дуги суміжних меридіанів та паралелей, що обмежують частину сферичної поверхні Землі,

амінюються хордами, що стягують ці дуги (*рис. I.2.8, а*). Сферичні трапеції еретворюються на плоскі, а вся сферична поверхня Землі буде замінена писаними опуклими багатогранниками (*рис. I.2.8, б*). Ці багатогранники ожуть бути і описаними навколо земної поверхні, якщо дуги географічної тки замінити дотичними площинами в середній точці цих дуг.

Детальність багатоаркушевих карт та постійність їх масштабу на весь ркуш – найцінніші властивості таких карт, завдяки яким багатогранні проекції вигляді багатоаркушевих карт використовують під час виконання найиршого спектра інженерних робіт. Збільшення масштабу цих карт, а значить, і еталізації зображення місцевості на таких картах теоретично безмежне і ов'язане лише зі зменшенням розміру трапецій географічної сітки, яке необдне для того, щоб спотворення в зображенні на окремій трапеції були меними за граничну точність масштабу карти. Одночасно з вказаними перевагами гатоаркушеві карти мають і значний недолік: вони не дають суцільного браження не тільки усієї земної поверхні, але й окремих її частин. Справді, що всі трапеції багатоаркушевої карти з'єднати суміжними сторонами осторово, то отримаємо вписаний багатогранник (*рис. I.2.8, а*). Якщо ж єднувати трапеції на площині по паралелях, вздовж меридіанів будуть зриви (*рис. I.2.8, в*). Практично багатоаркушеві карти можна використовувати оглядові тільки для такої частини земної поверхні, площа якої не перевищує в'яти трапецій багатоаркушевих карт. Тоді розриви будуть малопомітні.

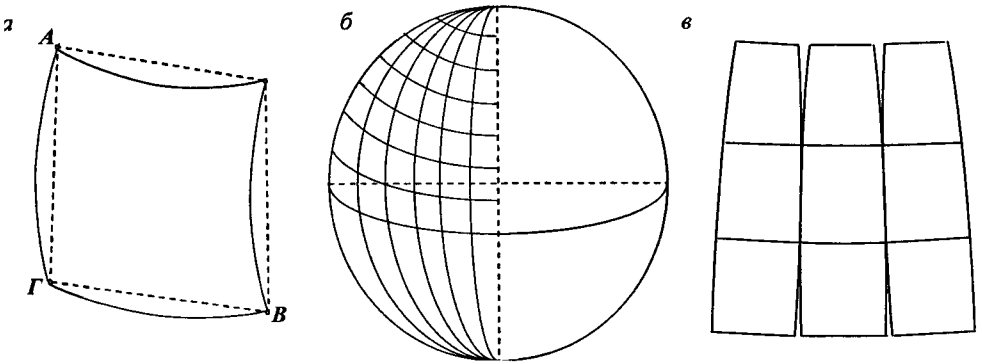


Рис. I.2.8. До розгляду питання рівносторонньої картографічної проекції

Цей недолік багатоаркушевих карт був однією з причин того, що ще в 28 р. ввели спеціальну проекцію топографічних карт, яку запропонував Ф. Гаусс. У цій проекції створюють усі топографічні карти, окрім карт сштабу 1:1 000 000, які складають у видозміненій простій поліконічній оекції.

І.2.7. Поняття про зональну поперечно-циліндричну проекцію Гаусса–Крюгера

Зональну поперечно-циліндричну проекцію розробив К.Ф. Гаусс у 30-ті роки XIX ст. В 1912 р. Крюгер в роботі "Конформне зображення земного еліпсоїда на площині" запропонував формули для обчислень в цій проекції. Тому її часто називають проекцією Гаусса–Крюгера. Зауважимо, що в наш час в цій проекції використовують не формули Крюгера, а точніші формули, які вивели Ф.М. Красовський та О.М. Ізотов. Проте проекція і сьогодні називається проекцією Гаусса–Крюгера.

Щоб зрозуміти суть проекції Гаусса-Крюгера, припустимо, що Земля куля. Нехай також маємо циліндр, що дотикається до кулі деяким меридіаном з довготою α_0 (*рис. І.2.9*). Цей меридіан називається осьовим. Нехай різниця між крайніми меридіанами 6° по довготі. Така зона на кулі називається шестиградусною. Спроектуємо її з центра кулі на циліндр і розгорнемо циліндр у площину. Дотичний осьовий меридіан матиме вигляд прямої лінії, яку приймають за вісь X. Екватор також зобразиться прямою лінією, яку приймають за вісь $У$.

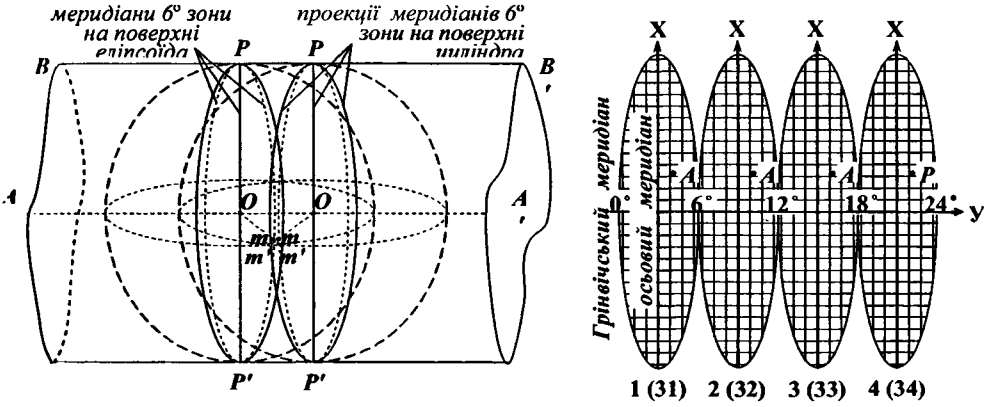


Рис. І.2.9. Поперечно-циліндрична зональна проекція Гаусса–Крюгера

Нехай на поверхні кулі (насправді на еліпсоїді) є точка A з координатами B та L. На площині (див. *рис. І.2.10*) її зображення буде A_1, а її прямокутні координати такі:

$$X = f_1(B,L) = A_1A';$$

$$У = f_2(B,L) = A_1A''.$$

Зі збільшенням ширини зони зростають спотворення проекції. Саме тому в цій проекції для зображення кулі на площині необхідно поверхню кулі

розділити на частини, на зони, обмежені деякими меридіанами, і для кожної зони уявити циліндр, що дотикається до осьового меридіана зони. Описана геометрична побудова проекції є строгою для кулі. Для земного еліпсоїда, з малим стисненням, така побудова буде неточною, однак вона характеризує геометричний зміст проекції.

Зауважимо, що під час виведення формул переходу від еліпсоїда на площину враховували, що Земля не куля, як це показано на *рис. I.2.9*, а еліпсоїд. Тому координати X та $У$ є функціями геодезичних координат B і L, а не функціями географічних координат φ та λ.

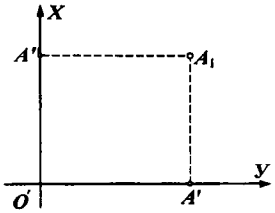


Рис. I.2.10. Зображення точки A на площині (точка A_1)

Для топографічних карт масштабів 1:10000 і дрібніших різниця довгот суміжних меридіанів зони прийнята саме 6°. Отже, поверхню Землі поділяють на 60 зон. Межі зон збігаються з межами колон в міжнародному розграфленні аркушів карт масштабу 1:1 000 000. Це означає, що кожна зона вміщує відповідну колону трапецій карт масштабу 1:1 000 000. Нумерують зони від Гринвіцького меридіана у напрямку на схід. Тобто номер зони та номер колони завжди відрізняються на 30. Середній меридіан у кожній зоні приймають за вісь абсцис плоскої прямокутної системи координат і тому цей меридіан називається осьовим. Довготу осьового меридіана L_0 шестиградусної зони обчислюють за формулою

$$L_0 = 6^\circ n - 3^\circ, \qquad (I.2.11)$$

де n – номер зони.

Тоді довготи осьових меридіанів дорівнюватимуть: $3^\circ, 9^\circ, 15^\circ$ і т.д. Кожна зона від осьового меридіана має по довготі 3° на схід і 3° на захід.

Знаючи номенклатуру аркуша карти масштабу 1:1 000 000, можна знайти геодезичні координати кутів рамки трапеції цієї карти.

Нехай потрібно знайти геодезичні координати кутів рамки трапеції з номенклатурою, наприклад, $M-35$ *(рис. I.2.11)*. Порядковий номер букви M у латинському алфавіті 13, тому широта паралелі, що обмежує трапецію з півночі, буде $B_{Пн} = 13 \cdot 4^\circ = 52^\circ$. Широта південної паралелі $B_{Пд} = 52^\circ - 4^\circ = 48^\circ$.

Номер колони цієї трапеції $№_к = 35$. Номер зони цієї трапеції знайдемо за формулою

$$№_з = №_к \pm 30. \qquad (I.2.12)$$

Отже, $№_з = 35 - 30 = 5$. Довгота східного меридіана трапеції з номенклатурою $M-35$ буде $L_C = 5 \cdot 6^\circ = 30^\circ$.

Тоді довгота західного меридіана трапеції:

$$L_З = L_C - 6^\circ = 30^\circ - 6^\circ = 24^\circ.$$

Знаючи геодезичні координати кутів рамки трапеції, за формулами $X = f_1(B,L), Y = f_2(B,L)$ обчислюють прямокутні координати її кутів. Оскільки формули, наведені тут в загальному вигляді, складні, з декількома членами, то за ними складено спеціальні таблиці [24–26], якими користуються, визначаючи прямокутні координати.

Враховуючи те, що поверхня циліндра дотикається лише до осьового меридіана зони, у проекції масштаб вздовж осьового меридіана зберігається. В усіх інших точках масштаб проекції тим більший, чим далі точка від осьового меридіана. В крайніх точках 6° зони на широті 45° масштаб проекції більший в 1,0000683 раза.

На картах, складених у рівнокутній поперечно-циліндричній проекції, спотворення довжин в різних точках проекції різне, але у різних напрямках, що виходять з тієї самої точки, ці спотворення будуть однаковими. Коло доволі малого радіуса на кулі зобразиться в цій проекції на площині також колом, тому що ця проекція конформна, тобто зберігає подібність фигур на кулі і в проекції якщо розміри цих фігур незначні. Отже, зображення контурів земної поверхні в поперечно-циліндричній проекції дуже близькі до тих, що ми отримуємо на планах, а поблизу осьового меридіана зони практично такі самі, як і на планах.

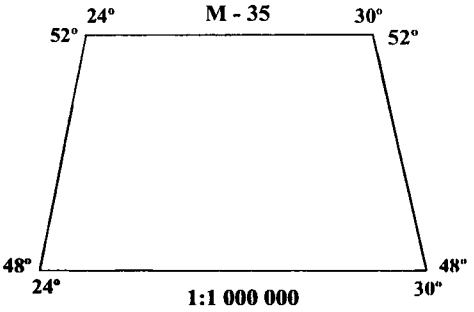


Рис. I.2.11. Геодезичні координати кутів аркуша карти масштабу 1:1 000 000 з номенклатурою М-35

Проектуючи послідовно одну зону за одною, можна подати цій проекції всю поверхню земної кулі. Величину спотворення (видовження) лінії у проекції Гаусса–Крюгера знаходять за формулою

$$\Delta S = S - s = \frac{y^2 \cdot s}{2R_З^2}, \qquad (I.2.13)$$

де s – довжина лінії на кулі (рівневій поверхні); S – довжина проекції цієї лінії на площині (довжина проекції); y – віддаль вздовж осі абсцис від осьового меридіана зони до середньої точки лінії S; $R_З$ – середній радіус земної кулі.

Назвемо відношення $\frac{\Delta S}{s}$ відносним спотворенням довжини лінії на проекції.

На підставі формули (I.2.13) запишемо

$$\frac{\Delta S}{s} = \frac{y^2}{2R_3^2}. \qquad (I.2.14)$$

Найвіддаленішими від осьового меридіана зони є точки, розміщені на екваторі на краю цієї зони. Для цих точок y = 111,1 км ×3 = 333,3 км. Відносне спотворення буде $\frac{\Delta S}{s} = \frac{1}{731}$, і це майже гранична похибка графічних побудов для карт масштабу 1:10000 і дрібніших.

Для планів масштабу 1:5000 і більших масштабів такі спотворення перевищують похибки графічних побудов. Тому для великомасштабних планів застосовують аналогічну зональну проекцію Гаусса–Крюгера, але з триградусними зонами. Взаємне положення шести та триградусних зон показане на *рис. I.2.12*.

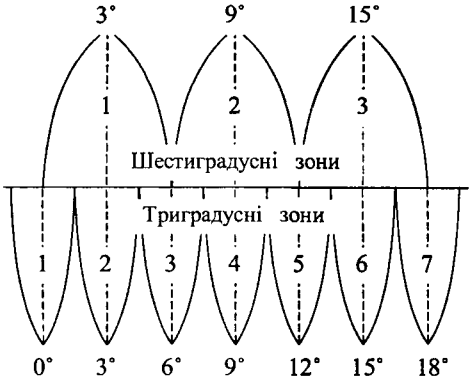


Рис. I.2.12. Номери зон та довготи їхніх осьових меридіанів

Довготу L_0 осьового меридіана триградусної зони знаходять за формулою

$$L_0 = 3^\circ(n' - 1), \qquad (I.2.15)$$

де n' – номер триградусної зони.

У табл. I.2.3 наведено номери шести- і триградусних зон, які покривають територію України.

Знаючи номер шестиградусної зони, можна знайти номер триградусної. Для цього звернемо увагу на те, що осьові меридіани парних номерів триградусних зон збігаються з осьовими меридіанами шестиградусних зон (див. *рис. I.2.12*) Для цих парних номерів можна знайти номер триградусної зони на підставі формули (I.2.15). Розв'язавши її відносно n', матимемо

$$n' = \frac{L_0}{3^\circ} + 1. \qquad (I.2.16)$$

Так, нехай номер шестиградусної зони $n = 7$; осьовий меридіан цієї зони відповідно до формули (I.2.11) дорівнює $L_0 = 7 \times 6^\circ - 3^\circ = 39^\circ$. Тоді номер триградусної зони буде

$$n' = \frac{39^\circ}{3^\circ} + 1 = 14. \qquad (I.2.17)$$

Зауважимо також, що з *рис. I.2.12* номер непарних триградусних зон n' можна знайти за формулою

$$n' = 2 \cdot n \pm 1, \qquad (I.2.18)$$

де n – номер шестиградусної зони.

Зрозуміло, що в проекції Гаусса–Крюгера можна з'єднати усі аркуші карт того самого масштабу, що відображають одну зону, а це значні території. Однак між суміжними зонами, які дотикаються тільки в одній точці – на екваторі, будуть розриви, як видно з *рис. I.2.9.*

Таблиця I.2.4

Довготи осьових меридіанів, колон та зон, у межах яких розташована територія України

Шестиградусні зони			Триградусні зони	
№ колони карти масштабу 1:1 000 000	№ зони (n_{6°)	Довгота осьового меридіана, L_0	№ зони (n_{3°)	Довгота осьового меридіана, L_0
			7	18°
34	4	21°	8	21°
			9	24°
35	5	27°	10	27°
			11	30°
36	6	33°	12	33°
			13	36°
37	7	39°	14	39°
			15	42°

Тому, географічно зображаючи усю земну кулю або півкулю, цю проекцію не застосовують. Це, однак, не зменшує цінності проекції Гаусса–Крюгера тому, що вона: по-перше, наближує карту до плану; по-друге, дає змогу вибрати систему прямокутних координат для усієї поверхні Землі з одним початком координат для кожної зони; по-третє, забезпечує простий перехід від сферичних координат до плоских або навпаки – від плоских до сферичних.

I.2.8. Зональна система прямокутних координат Гаусса–Крюгера

На картах, побудованих у проекції Гаусса–Крюгера, можна визначити сферичні геодезичні координати (широту B та довготу L) будь-якої точки земної поверхні.

Однак використання сферичних координат не є достатньо простим. Тому на топографічних картах у проекції Гаусса–Крюгера, будують особливу координатну сітку, яка забезпечує просте, доволі точне визначення плоских прямокутних координат. Для цього, виконуючи проекцію Гаусса–Крюгера, замість географічної мережі на поверхні зони (на сфері) наносять мережу дуг великих кругів, перпендикулярних до площини осьового меридіана, і дуг малих кругів, паралельних до площини осьового меридіана. Перші дуги проводять через рівні інтервали на осьовому меридіані, а другі – через такі самі інтервали – на екваторі, починаючи від осьового меридіана. У проекції Гаусса–Крюгера дуги великих кругів зобразяться прямими, перпендикулярними до проекції осьового меридіана, а дуги малих кругів – прямими, перпендикулярними до проекції екватора. Проміжки між цими прямими практично однакові.

Як бачимо, ці прямі в проекції Гаусса–Крюгера утворюють сітку рівних квадратів (див. *рис. I.2.13.*). Ці квадрати будують так, щоб їхні сторони дорівнювали цілій кількості кілометрів. Така сітка квадратів називається ***кілометровою.*** Територія України розташована на північ від екватора, тому абсциси точок місцевості в межах нашої країни додатні. Але значення ординат в кожній зоні можуть бути як додатними, так і від'ємними. Для однозначності приймають, що в кожній зоні ордината осьового меридіана кожної зони дорівнює 500 км, тобто значенню ординати точки *O* (див. *рис. I.2.13*) Y_0 = 500 км. Тоді точки, розташовані на захід і на схід від осьового меридіана, матимуть додатні значення ординат.

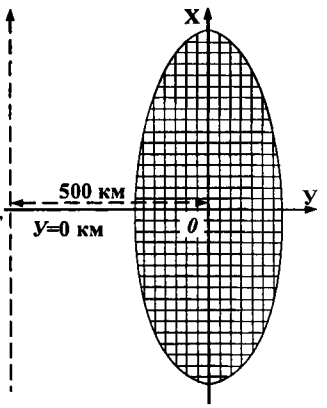


Рис. I.2.13. Координатна сітка зональних координат Гаусса–Крюгера

Такі координати називаються ***перетвореними.*** Перед числовим значенням перетвореної ординати вказують номер зони, у якій міститься точка з такими координатами.

Наприклад, точка має координати *X*=6015,75 км і *Y*=9347,34 км. Отже, вона розміщена в зоні № 9 на відстані 152,66 км (347,34 – 500) на захід від осьового меридіана цієї зони.

На аркушах карт масштабів 1:25000, 1:10000, 1:5000 лінії координатної сітки прокреслюють через 1 км, на аркушах карт масштабів 1:100000, 1:50000 через 2 км, а на аркушах дрібніших масштабів через 10 км. Повні абсциси

підписують на вихідних крайніх лініях цього аркуша; усі інші лінії підписують двома останніми цифрами числа.

Для визначення координат точки K (*рис. I.2.14*) достатньо виміряти віддалі KK_1 та KK_2 від точки K до найближчої південної і західної лінії координатної сітки з координатами $X = 5603$ км $У = 5293$ км відповідно.

У наведеному прикладі $KK_1 = 0{,}85$ км; $KK_2 = 0{,}78$ км.

Отже, $X_K = 5603$ км + 0,85 км = 5603,85 км, $У_K = 5293$ км + 0,78 км = 5293,78 км.

Для контролю можна виміряти віддалі від точки K до інших сторін квадрата й отримані величини відняти від абсцис 5604 і ординат 5294.

На топографічній карті підписують також геодезичні координати вершин рамки трапеції, північна та південна сторони трапеції є частинами паралелей, а західна та східна сторони – частинами меридіанів. Саме ці сторони й утворюють внутрішню рамку трапеції. Зазначимо, що меридіани та паралелі, які обмежують рамки трапецій у проекції Гаусса, зображено кривими лініями. Але у межах однієї трапеції ця кривина не є помітною. Тому на карті ці лінії прямі.

Крім того, на карті викреслюють мінутну рамку (затемнені та світлі відрізки). Вона дає змогу визначати на карті геодезичні координати B та L, які часто ототожнюють з географічними координатами φ та λ. Щоб знайти ці координати точки K (*рис. I.2.14*), проводять на карті найближчу для цієї точки південну паралель (з'єднані однакові мінути на західній і східній сторонах рамки). Проводять також найближчий до точки K західний меридіан (з'єднавши однакові мінути північної та південної сторін рамки). Попередньо (з точністю до $1'$) одержимо $B_K = 50°31'$; $L_K = 66°05'$. Для визначення десятих часток мінути широти та довготи необхідно виміряти відрізки від точки K до проведених паралелі та меридіана, тобто до точок K_1' і K_2', і порівняти ці відрізки з відрізками, що відповідають одній цілій мінуті (з темними або світлими мінутними відрізками): скільки десятих частин вони становлять порівняно з однією мінутою. В нашому випадку $K_1' = 0{,}7'$, $K_2' = 0{,}4'$. Отже, отримаємо

$$B_K = 50°31{,}7'; \quad L_K = 66°05{,}4'.$$

Отже, за допомогою проекції Гаусса встановлено зв'язок між географічними координатами точок земної поверхні та прямокутними координатами їхнього зображення на площині. Оскільки в проекції Гаусса маємо плоске зображення поверхні усієї Землі, то карти, що відображають одну

ону можна скласти без будь-яких розривів. А це значна територія (одному радусу на сфері відповідає ≈ 111 км).

На жаль, між сусідніми зонами розриви будуть. Тому, під час роботи на ежі двох зон виникають деякі труднощі. Їх до певної міри спрощують, ввівши муги перекриття зон, ширина яких 4′. Смуги завширшки 2′ створено вздовж ахідної та східної меж зони. Так, на аркуші карти (*рис. I.2.14*) у смузі ерекриття зони № 5 додатково нанесено виходи ліній координатної сітки зони № 4. Вони розміщені зовні мінутної рамки, а їхні оцифрування подано за ежами зовнішньої рамки (зовнішня рамка карти – суцільна темна лінія).

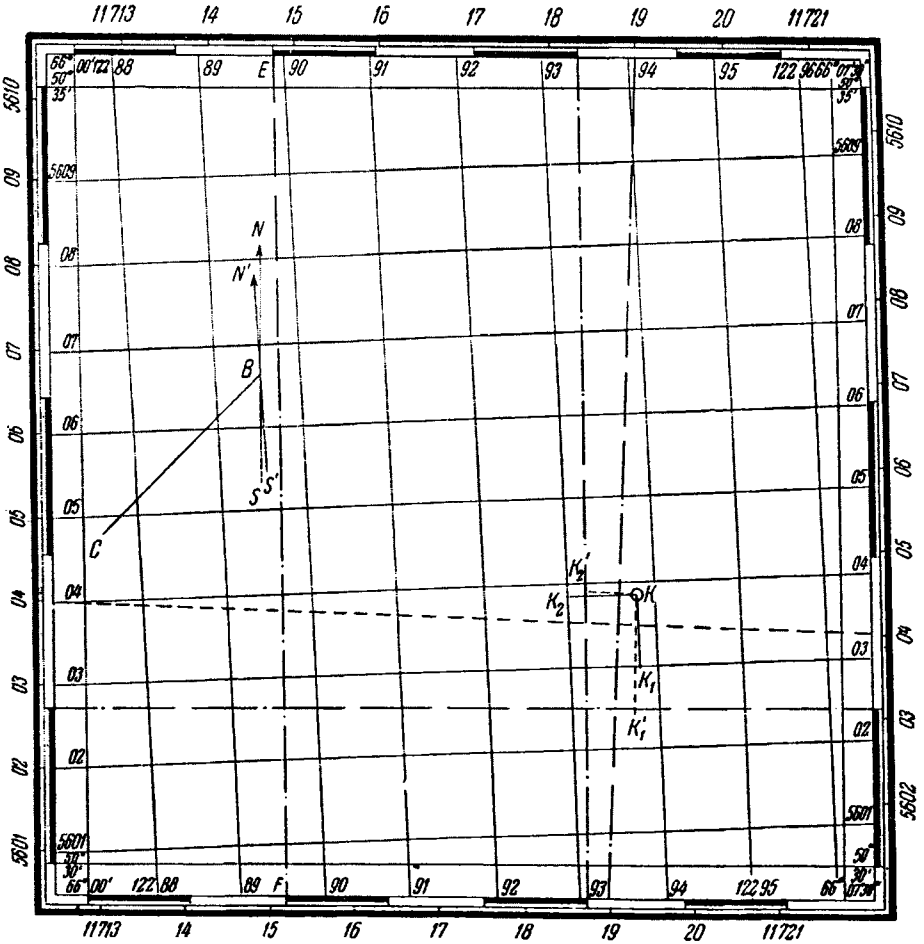


Рис. I.2.14. Визначення геодезичних та прямокутних координат точок місцевості, відображених на топографічній карті

У результаті, наприклад, координати точки K можна визначити і в зоні № 5, і в зоні № 4. Для цього потрібно провести необхідні лінії координатної мережі зони № 4 (04 і 19), а потім виміряти найкоротші відрізки від точки K до проведених: меридіана (19–19) та паралелі (04–04), порівняти ці відрізки зі стороною квадрата, яка дорівнює 1 км. Отримаємо: X_K=5604,35 км, $У_K$=4719,20 км. Так встановлюється зв'язок між суміжними зонами, якщо роботу виконують на їх межі.

І.3. Найпростіші геодезичні прилади та вимірювання на місцевості

І.3.1. Позначення точок на місцевості та провішування ліній

Точки на папері та на місцевості позначають по-різному. Точка на папері це крапка, позначена олівцем, або отвір від уколу голки циркуля-вимірника. На місцевості найпростіше позначити і закріпити точки забитими в землю дерев'яними кілками, довжина яких 15—30 см і товщиною 3–5 см. Такі точки використовують, виконуючи топографічні знімання. Забитий в землю кілок називають точкою або пікетом. На кілку роблять потрібний напис. Якщо кілок забивають врівень із землею або майже врівень, то біля нього забивають другий кілок – сторожок, який ніби "стереже" закріплену точку і полегшує її відшукування. Саме на сторожку роблять потрібні надписи. Якщо потрібно позначити точку точніше, у верхній зріз кілка забивають цвях, центр головки якого і слугує точкою. Якщо необхідно закріпити на місцевості точку фундаментально, тобто на триваліший період, у землю закопують дерев'яні стовпи завдовжки 0,7–1,5 м з хрестовинами, які слугують якорями (*рис. І.3.1*). Частину стовпа, яка буде засипана землею, попередньо засмолюють або обпалюють, щоб запобігти передчасному гниттю. Деколи для позначення й закріплення точок використовують залізні труби або рейки, які закопують в землю, а їх нижні кінці бетонують. У міських умовах в асфальт забивають залізні цвяхи або костилі.

Для того щоб закріплені точки було видно здалека, над ними ставлять переносні або постійні сигнали-знаки. Найпоширенішими знаками є віхи. ***Віха*** це кругла в діаметрі палиця (довжина 2–4 м, товщина 3–5 см) пофарбована смугами (ширина 20 см) білою та червоною фарбами. Віха має бути прямою, без викривлень. Бажано на нижній, загострений кінець віхи надіти металевий наконечник, щоб легше було втискати віху в ґрунт.

Пряма лінія вважається визначеною на місцевості, якщо вона закріплена двома точками, що лежать на цій лінії. Тому на місцевості для позначення будь-якої лінії часто обмежуються двома кінцевими точками цієї лінії. Однак фізична

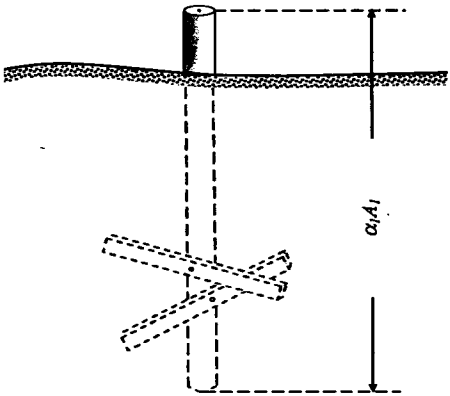


Рис. 1.3.1. Стовп з хрестовиною

поверхня землі нерівна, профіль місцевості між двома точками A та B (*рис. I.3.2.*) є кривою, з якою пряма AB не збігається. Тому прийнято говорити про вертикальну площину, що проходить через точки A та B місцевості. Таку площину називають створом лінії AB.

Якщо віддаль між точками A і B більша за 150–200 м, то двох точок недостатньо, щоб надійно визначити положення створу ліній. В таких випадках у створі лінії необхідно виставити ще декілька віх, наприклад, віхи в точках C, D, E створу AB. Виставлення в створі лінії додаткових віх називають ***провішуванням ліній***. Як правило, віхи встановлюють через 100–200 м на рівнині й значно частіше на горбистій місцевості.

Під час провішування спочатку виставляють віхи в точках A та B. Потім спостерігач стає позаду однієї з віх, наприклад A, на віддалі близько двох метрів так, щоб віха A закривала віху B. Помічник спостерігача стає приблизно в тому місці, де потрібно встановити додаткову віху. Спостерігач подає руками або прапорцями знаки і спрямовує помічника, поки той не поставить віху C так, щоб вона була закрита віхою A. Тоді віха C закриватиме віху B. Усі віхи встановлюють прямовисно.

Коли в створі лінії потрібно виставити декілька віх, провішування починають з віддаленого кінця B "на себе", тобто послідовно виставляють віхи в точках C, D, E (див *рис. I.3.2*). Провішування "від себе", тобто з ближнього кінця лінії, дає менш точні результати.

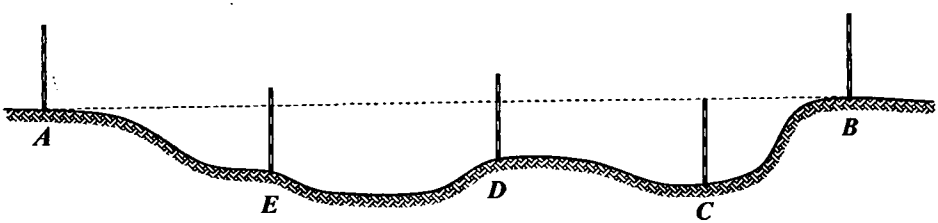


Рис. I.3.2. Створ прямої лінії

Розглянемо провішування лінії з недоступними точками.

Перший випадок. Нехай точки A та B (*рис. I.3.3*) взаємно видимі, але недоступні (стати на них неможливо). Тоді спостерігачу для провішування

достатньо мати одного помічника. Спостерігач стає в точці C, яка, як йому здається, розміщена в створі. Далі спостерігач ставить помічника в створі CB (точка D_1), потім помічник – спостерігача в створі D_1A (точка C_1), далі спостерігач – помічника в створі C_1B. (точка D_2). Так продовжують доти, доки віхи не займуть положення в точках C' і D', тобто будуть у створі лінії AB.

Другий випадок. Уздовж лінії AB є підвищення рельєфу і з точки A не видно точки B (див. *рис. I.3.4*). Але з точки C видно точки A, B і D, а з точки D видно точки A, C і B. Тоді всі дії спостерігача в точці C та помічника в точці D аналогічні діям у попередньому випадку і зрозумілі з *рис. I.3.4.*

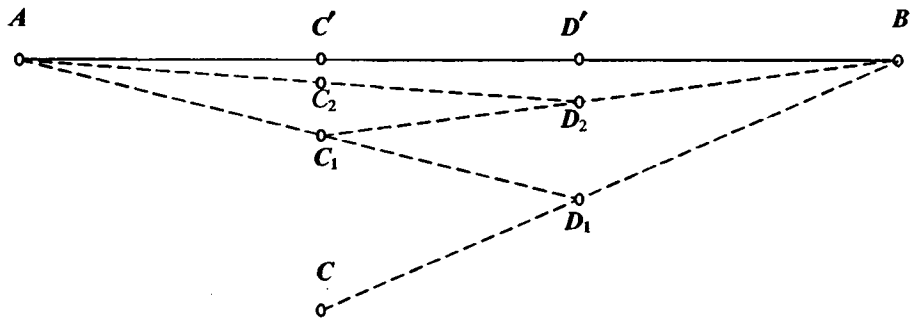


Рис. I.3.3. Провішування ліній з недоступними кінцями

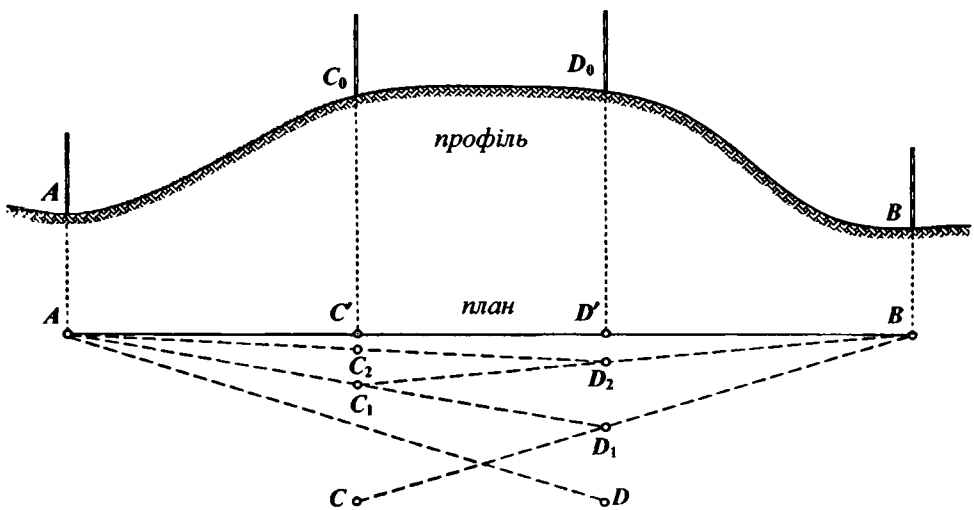


Рис. I.3.4. Провішування ліній між взаємно невидимими точками

Третій випадок. Якщо кінцеві точки A і B взаємно невидимі через значне підвищення рельєфу в середині лінії, то спостерігачу для провішування коли потрібні два помічники (див. *рис I.3.5*).

При цьому спостерігач з точки C повинен бачити кінцеві точки лінії AB і обох помічників, а перший помічник повинен бачити другого помічника та точку A. Навпаки, другий помічник повинен бачити першого помічника і точку B. Вони діють в такій послідовності:

– спостерігач з точки C_1 скеровує першого помічника з віхою у точку E_1, тобто в створі лінії C_1A, а другого помічника з віхою в точку D_1, тобто в створі лінії C_1B;

– далі помічники скеровують спостерігача в точку C_2, яка розміщена в створі лінії E_1D_1.

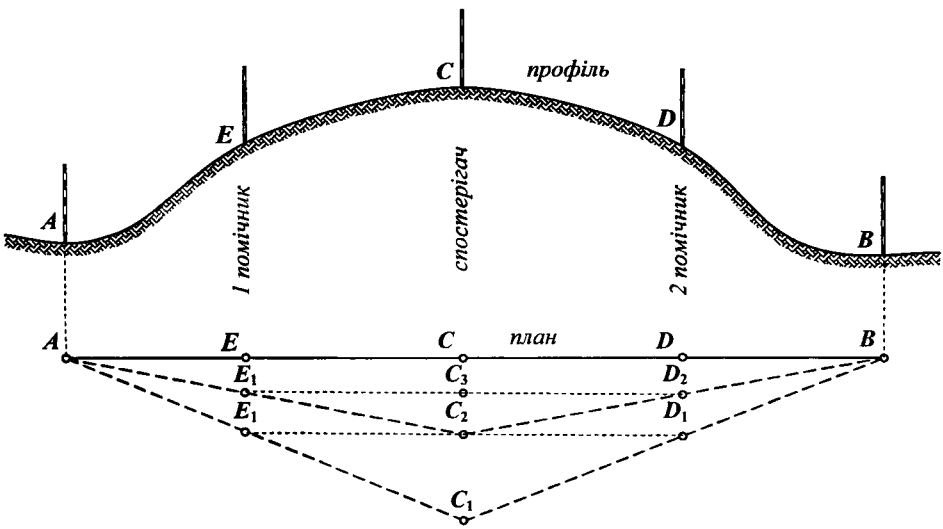


Рис. I.3.5. Провішування, якщо немає взаємної видимості між кінцевими точками A та B лінії через значне підвищення рельєфу

Далі дії повторюють: спостерігач скеровує помічників, а вони – спостерігача, аж поки точки E, C, D будуть в створі лінії AB. Зауважимо, що перший помічник може бачити тільки верхню частину віхи другого помічника і навпаки. Тому віхи повинні бути прямими і встановленими прямовисно.

Ми розглянули окомірне провішування ліній. Щоб точніше виставити віхи у створі, особливо якщо лінії довгі, використовують біноклі та зорові труби топографічних приладів.

І.3.2. Прилади для лінійних вимірювань (мірні стрічки, рулетки)

Мірні стрічки (*рис. І.3.6*) – сталеві смуги завширшки 15–20 мм, завтовшки 0,3–0,4 мм. Їх довжина 20, 24, 50, 100 м. Найпоширенішими є мірні стрічки завдовжки 20 м. На стрічках метри позначено цифрами на прямокутних або овальних пластинках, півметри – клепками, дециметри – круглими отворами. Дециметри, вимірюючи лінії, ділять на око на сантиметри.

Розрізняють такі мірні стрічки: ***кінцеві, штрихові*** та ***шкалові.***

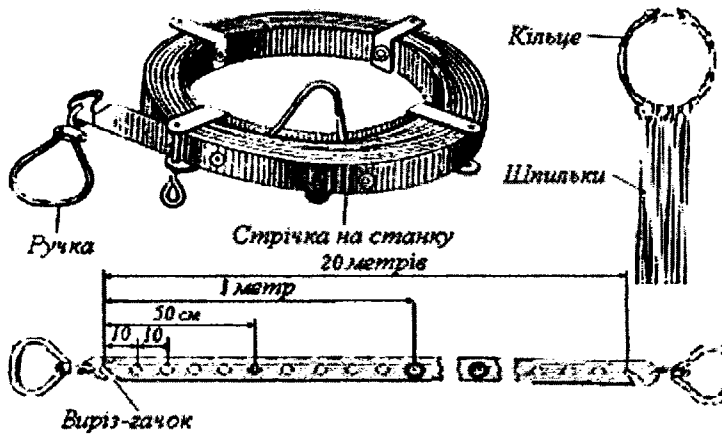


Рис. І.3.6. Землемірна стрічка

У ***кінцевих*** стрічок довжина відлічується між кінцями натягнутих ручок. Кінцеві стрічки зручні для вимірювань віддалей між будовами, коли стрічку потрібно прикласти до стіни.

За довжину ***штрихових*** стрічок приймають віддаль між штрихами, нанесеними біля гачків. Вимірювати значні довжини зручніше і точніше штриховою стрічкою.

Для точних вимірювань застосовують ***шкалові*** стрічки, ширина яких 6–10 мм, або шкалові дроти діаметром близько 2 мм. Шкали зазвичай мають довжини 8–10 см, на них нанесено міліметрові поділки.

У комплект стрічки входить 10 або 11 металевих шпильок (*рис. І.3.6*), якими фіксують кінці стрічки, укладаючи їх на місцевості. Найкраще мати комплект з 10 шпильок; якщо у комплекті 11 шпильок, частіше виникають грубі помилки лінійних вимірювань. Під час переїздів та зберігання стрічку намотують на металеве кільце і закріпляють гвинтом. Для зберігання шпильки підвішують на дротяне кільце.

Щоб досягти під час вимірювань постійних натягів стрічки, інколи в омплект до стрічки додають динамометр, а для врахування температури трічки – термометр.

Для вимірювання невеликих віддалей використовують ***рулетки*** *(рис. I.3.7)* найменшими сантиметровими, частіше міліметровими, поділками. Рулетки увають різної довжини: 2, 5, 10, 20, 30, 50 м. Ширина металевої смужки айчастіше 10 мм, товщина – 0,2 мм. Рулетки зберігають намотаними на собливий пристрій.

Перед застосуванням мірний прилад необхідно перевірити, тобто порівити його довжину зі взірцевою довжиною.

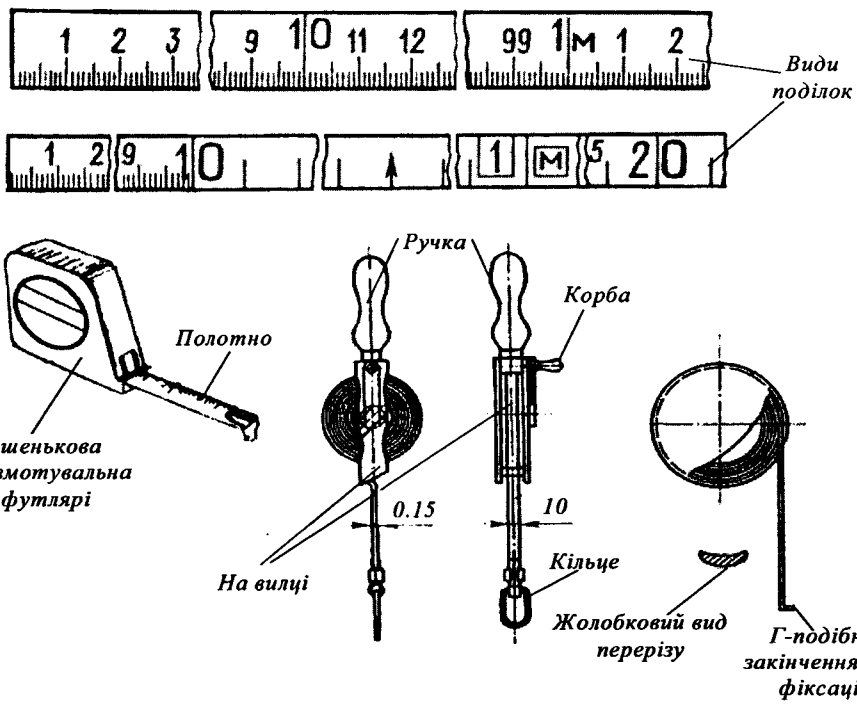


Рис. I.3.7. Сталеві рулетки

I.3.3. Компарування мірних стрічок та рулеток

Міри довжин за призначенням поділяють на три групи: еталони одиниці жини, взірцеві міри та робочі міри. Еталони одиниці довжини є основною ою для всіх лінійних вимірювань в Україні. Вони призначені для зберігання ідтворення одиниці довжини з найвищою точністю, якої можна досягти за

допомогою сучасної вимірювальної техніки. Взірцеві міри довжини мають певну, наперед задану, точність. Їх використовують для перевірки робочих мір. Мірні стрічки та рулетки, якими вимірюють невідомі довжини, є робочими мірними приладами. Визначення довжини робочих мір називається ***компаруванням***.

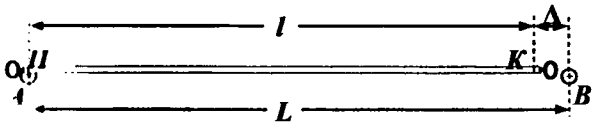


Рис. І.3.8. Компарування мірної стрічки

Довжина мірної стрічки між штрихами, що позначають кінці приладу, майже ніколи не дорівнює номіналу (наприклад, 20 м) через помилки нанесення штрихів під час виготовлення стрічок на заводах. Під компаруванням розуміють визначення з необхідною точністю фактичної довжини мірного приладу. Звичайно для цього використовують відомі взірцеві міри, найчастіше так звані компаратори. Найпростіший компаратор – це дві металеві пластинки, цементовані на горизонтальній площині (наприклад, у підлогу). На пластинках нанесено два штрихи A та B (*рис. І.3.8)*. Віддаль L між штрихами наперед визначають взірцевими мірами з точністю не менше ніж 0.2 – 0.3 мм. Віддаль L закладають дещо більшою за 20 м. Стрічку, довжину якої визначають, заносять в приміщення не менше ніж за годину до компарування, укладають поруч з компаратором. Початковий штрих стрічки $П$ суміщають зі штрихом A компаратора і натягують з такою самою силою, що і під час вимірювань. Вимірюють віддаль ΔL між штрихом компаратора B та кінцевим штрихом стрічки K за допомогою циркуля-вимірника та поперечного масштабу або за допомогою лінійки з міліметровими поділками. Як зрозуміло з рисунка, фактична довжина стрічки l буде

$$l = L - \Delta L. \qquad (І.3.1)$$

Вимірюють температуру повітря t і вважають, що стрічка має таку саму температуру.

Нехай L = 20 м + 13,7 мм, а ΔL = 9,1 мм, $t = 17^\circ C$. На основі (І.3.1) знаходимо l_0 = 20,0046 м. Значення l_0 записують у вигляді

$$l_0 = 20 \text{ м} \pm \Delta l \text{ при } t = 17^\circ C, \qquad (І.3.2)$$

де l_0=20 м, Δl – поправка за компарування. В наведеному прикладі Δl = 4,6 мм.

Вираз (І.3.2) називають рівнянням стрічки. В нашому випадку l_0= 20 м + 4,6 мм при $t = 17^\circ C$. Тобто стрічка довша від номіналу 20 м на 4,6 мм. Але це тільки при температурі $t = 17^\circ C$. Тому рівняння стрічки без температури компарування втрачає зміст.

Розглянемо, як знаходять поправку за компарування стрічки у виміряну жину лінії. Під час вимірювання довжину лінії спочатку визначають, жаючи, що стрічка має номінальну довжину, тобто 20 м. Якщо в результаті парування з'ясується, що довжина стрічки більша за номінальну на Δl, то ультат вимірювання збільшиться на $n \cdot \Delta l$, де n – кількість відкладень ічки. Тому поправку $n \cdot \Delta l$ потрібно додати до результату вимірювання. зпаки, якщо довжина стрічки менша за номінальну на Δl, тоді результат ірювання зменшиться на $n \cdot \Delta l$. Тому поправку $n \cdot \Delta l$ потрібно відняти від ультату вимірювання.

Щоб переконатись у вищесказаному, міркуємо так: нехай потрібно виняти дуже довгу лінію. Якщо стрічка коротша від номіналу, вона вкладається акій лінії більшу кількість разів, результат вимірювання буде більшим від стичного. Тому, щоб знайти правильний результат, поправку $n \cdot \Delta l$ потрібно няти від результату вимірювання; навпаки, довша від номіналу стрічка адається в цій довгій лінії меншу кількість разів. Тому, для того щоб имати правильний результат, поправку $n \cdot \Delta l$ потрібно додати до отриманого ультату вимірювання.

Приклад. Нехай рівняння стрічки $l = 20$ м + 4,6 мм при $t = 17^\circ C$.

Результат вимірювання лінії становить 484,28 м.

Тоді поправка буде $\Delta l = \frac{484{,}28}{20} 4{,}6 = +111$ мм.

А виправлений результат 484,28+0,11 = 484,39 м.

У зроблених розрахунках прийнято, що вимірювання стрічкою конували в середньому за такої самої температури, як і під час її парування ($t = 17^\circ C$). Аналогічно компарують і рулетки.

I.3.4. Вимірювання ліній мірною стрічкою

Вимірювання лінії *AB* (*рис. I.3.9*) стрічкою виконують два помічники остерігача: задній і передній. У переднього помічника всі десять шпильок, він тримає разом з ручкою мірної стрічки в одній руці, а другою рукою сує на місцевості довжину мірної стрічки за допомогою шпильки. Задній мічник спрямовує переднього в створі лінії, передній натягує стрічку так, б вона вирівнялась і вклалась у створі усією довжиною, а тоді вставляє ильку в гачок на кінці стрічки, навпроти нульового штриха, і втискає її в лю (точка 1). Обидва помічники ідуть вперед, задній підходить до шпильки не виймаючи її із землі, закріплює початок стрічки, зачепивши гачок з натковим штрихом стрічки за шпильку. Далі задній помічник спрямовує реднього в створі лінії і той відкладає наступні 20 м, зафіксувавши на землі ругою шпилькою точку 2. Тільки після цього задній помічник виймає першу

шпильку. У точці 2 у заднього помічника будуть вже дві шпильки: одна в руці, друга в землі. Виміряна віддаль становить 20 м · 2 = 40 м. Аналогічно роблять і далі. Закінчивши вимірювання, рахують кількість шпильок у заднього помічника. Їх повинно бути десять. За тим, скільки шпильок у заднього помічника, визначають кількість відкладень стрічки.

Залишок лінії *CB* вимірюють тією самою стрічкою; цілі метри відраховують за номерами (цифрами), підписаними на пластинках, десяті (дециметри) – за отворами, соті (сантиметри) – оцінюють на око, ділячи дециметр на 10 частин. Залишок лінії називають ***доміром***. Якщо довжина лінії більша, ніж 200 м, то передній помічник, закріпивши в землі десяту шпильку (в цій точці – 200 м), йде разом із заднім помічником вперед. Задній закріпляє початок стрічки за десяту шпильку, спрямовує у створі лінії переднього помічника. Той, натягнувши та струсивши стрічку, прикладає її ручку до землі і наступає на неї ногою. Задній помічник виймає десяту шпильку, підходить до переднього, вставляє одну шпильку в землю (в гачок), а дев'ять шпильок віддає передньому помічнику. Цей процес називається передаванням шпильок. В точці першого передавання шпильок буде вже виміряно віддаль 220 м (була одна передача – 200 м і у заднього помічника одна шпилька, яка ще в землі). Кількості таких передач *n* відповідає довжина 200*n* м.

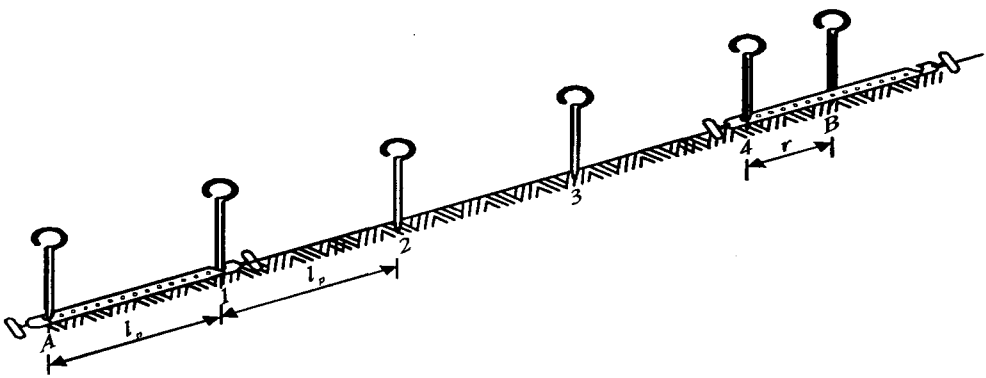


Рис. І.3.9. Вимірювання довжини лінії мірною стрічкою

Нехай домір становить 17,25 м, а передач було дві ($n = 2$), шпильок у заднього помічника $k = 6$. Загальна формула для обчислення довжин ліній матиме вигляд

$$L = 200n + 20k + d. \qquad (І.3.3)$$

В нашому конкретному прикладі одержимо

$$L = 200 \cdot 2 + 20 \cdot 6 + 17{,}25 = 537{,}25 \text{ м}.$$

Лінію вимірюють двічі: в прямому і зворотному напрямках. Отримують ıачення L_1, L_2. За кінцевий результат приймають середнє значення $L_{сер}$ ізниця $\Delta L = L_2 - L_1$ має задовольняти відношення

$$\frac{\Delta L}{L_{сер}} = \frac{1}{2000}. \qquad (I.3.4)$$

Під час вимірювання ліній в міських умовах положення початкового і інцевого штрихів стрічки фіксують на твердому покритті (бетон, асфальт) рейдою або кольоровим олівцем. Вимірюючи лінії по снігу, під кінець стрічки, ю міститься в створі, підкладають спеціальні дерев'яні дощечки. Штрихи на грічці суміщають зі штрихами на дощечках, вдавлюючи їх у сніг.

Сталеві мірні стрічки ламаються, якщо з ними необережно поводяться та ерез роз'їдання іржею. Розмотуючи стрічку та під час вимірювань, треба гежити, щоб не створювалось петель, вісімок та кругів, не допускати наїзду ранспорту на стрічку. Переносячи стрічки, помічники повинні тримати її в уках і не волокти по землі. Гвинт, яким кріпиться змотана на кільце стрічка, реба пропускати через деталь, що з'єднує кінець стрічки з її ручкою. Перед мотуванням стрічки на кільце її потрібно насухо витерти. Коли стрічку ладуть на зберігання, то змащують її машинним маслом або вазеліном.

I.3.5. Грубі похибки, які виникають під час вимірювання лінії стрічкою

Під грубими похибками розуміють прорахунки, промахи, які можна ıиявити і позбутися їх завдяки повторним вимірюванням. Але, наперед знаючи, коли і чому виникають грубі похибки, можна уникнути їх або хоча б зменшити ıастоту їх появи.

Найчастіше під час лінійних вимірювань стрічкою виникають такі грубі ıохибки:

1. Неправильний підрахунок кількості передач, що, зрозуміло (хоча би ıа одну), призведе до грубої помилки в 200 м. Тому виконавець робіт, спостерігаючи за ходом вимірювань, кожну передачу шпильок повинен зазначати в польовому журналі, наприклад, одиничкою.

2. Прорахунок кількості шпильок у заднього помічника, який може трапитися не тільки тому, що помічник неправильно підрахував кількість шпильок, а ще й тому, що він забув витягнути шпильку із землі або загубив її. Прорахунок в одну шпильку призведе до грубої помилки в 20 м. Тому

обов'язково для контролю потрібно порахувати кількість шпильок у переднього помічника, їх має бути 10. В іншому разі необхідно повторно вимірювати лінію спочатку, а втрачену шпильку спробувати знайти.

3. Під час вимірювання доміру відлічують стрічку не від початку, а від кінця. Нагадаємо, що коли, наприклад, на одній стороні стрічки цифра 14, то на другій – 6 (сума – 20 м). Відлік потрібно брати з того боку стрічки, на якому відліки (цифри) у напрямі вимірювань (від початку лінії до її кінця) зростають.

4. При відліках цифру "6" на пластинках можна прочитати як "9" або навпаки. Це залежить від того, з якого боку стоїть спостерігач відносно стрічки. У таких випадках слід відшукувати суміжні цифри: для цифри "6" це "5" та "7", для "9" – "8" та "10".

5. Поправка за компарування вводиться не з тим знаком. Необхідно запам'ятати, що коли стрічка довша від номіналу, поправка вводиться зі знаком "+", якщо коротша – зі знаком "–".

I.3.6. Приведення нахилених ліній до горизонту

Як відомо, в основу складання планів покладена горизонтальна проекція ліній, тобто їх горизонтальне прокладання. Якщо лінія AB (*рис. I.3.10*) нахилена до горизонту під кутом ν, то для визначення горизонтального прокладання d вимірюють мірною стрічкою нахилену довжину D лінії AB та кут нахилу ν. Тоді горизонтальна проекція $d = AC$ визначиться з прямокутного трикутника ACB за формулою

$$d = D\cos\nu . \qquad (I.3.5)$$

Можна також обчислити поправку ΔD за нахил лінії місцевості до горизонту.

$$\Delta D = d - D = D - D\cos\nu = D(1-\cos\nu) = 2D\sin^2\frac{\nu}{2} . \qquad (I.3.6)$$

Надаючи різних числових значень аргументам D та ν, за формулою (I.3.6) можна знайти значення функції ΔD і скласти таблицю поправок ΔD. Користуючись такою таблицею, можна уникнути обчислень d за формулою (I.3.5) або ΔD за формулою (I.3.6). Якщо на різних частинах лінії кути нахилу не однакові, тоді необхідно вимірювати довжини окремих відрізків цієї лінії і кути нахилу цих відрізків. За формулою (I.3.5) можна знайти горизонтальне прокладення кожного з відрізків, а потім їх суму, яка і буде горизонтальним прокладанням всієї лінії. Якщо нахили місцевості незначні, горизонтальне прокладення можна отримати безпосередньо за допомогою стрічки. При цьому

утримують стрічку горизонтально, піднімаючи початок або кінець стрічки над землею і проектуючи його за допомогою виска (або вертикально встановленої віхи) на землю.

На *рис. I.3.11* показано, як за допомогою виска піднятий передній кінець стрічки (довжиною l) проектують в точку B і фіксують цю точку на місцевості шпилькою; потім над точкою C тримають піднятий на потрібну висоту кінець стрічки і позначають цю точку на місцевості шпилькою і т. д. Горизонтальність стрічки визначають на око.

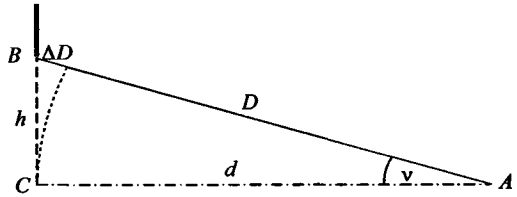


Рис. I.3.10. Визначення горизонтального прокладення та поправки за нахил лінії

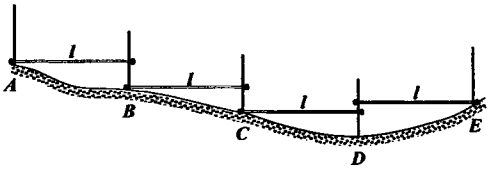


Рис. I.3.11. Вимірювання мірною стрічкою довжини лінії на поверхні зі змінними ухилами

Якщо кути нахилу значні, виміряти горизонтальні прокладення також безпосередньо можливо, однак доводиться вести вимірювання частинами стрічки по 5–10 м, так, щоб не потрібно було піднімати кінець або початок стрічки на висоту, більшу за зріст робітника.

I.3.7. Похибки лінійних вимірювань стрічкою

Вимірювання ліній, як і всі інші, не можна виконати безпомилково. Грубі похибки (прорахунки) виявляються повторними вимірюваннями. Інших похибок уникнути повністю неможливо.

Такими похибками є:

1. Похибки в довжині стрічки. Навіть після компарування довжину стрічки знаємо з похибкою 0,2–0,5 мм.

2. Похибки за неточне укладання стрічки в створі лінії. Якщо стрічка в створі неточно укладена, замість довжини прямої отримують довжину ламаної лінії, яка завжди довша за пряму (*рис. I.3.12*). Отже, ця похибка має односторонній характер. Збільшення кількості віх значно знижує вплив цієї похибки.

3. Похибки за викривлення стрічки. Виконуючи вимірювання по траві, багарниках, кущах, у вітряну погоду, стрічку укладають на землю не по прямій,

а викривляють у вигляді дуги. Ця похибка також має односторонній характер і діє так, як і попередня. Щоб не допустити цих похибок, стрічку енергійно струшують перед укладанням на землю.

4. Похибка за провисання або прогинання стрічки (*рис. I.3.13*). Стрічка провисає під час вимірювань через яри, ями, понижені місця рельєфу місцевості і прогинається – якщо вимірюють через горби. І в першому, і в другому випадках похибка має односторонній характер – збільшує результат вимірювань. В обох випадках зменшить похибку сильніше натягування стрічки. Взагалі похибка від нерівностей поверхні дуже значна, особливо на хвилястих і дрібно горбистих поверхнях.

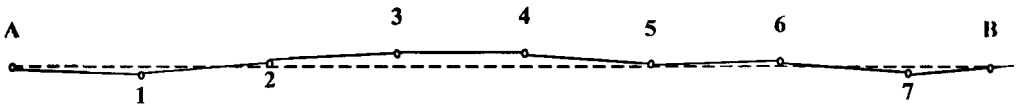


Рис. I.3.12. Подовження лінії АВ взв'язку з неточним укладанням стрічки в створі

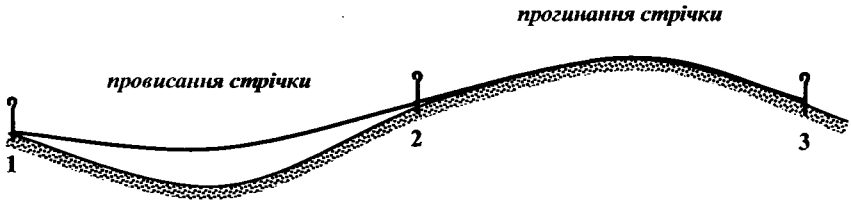


Рис. I.3.13. Провисання та прогинання стрічки на нерівній поверхні

5. Похибка за натяг стрічки. Стрічка еластична і тому за різної сили натягу змінює свою довжину. Важливо навчитися натягувати стрічку з однаковою силою, бажано з такою, як і під час компарування. Зміна сили натягу в 1,5 кг не впливає на довжину стрічки. Для досягнення постійного натягу і, відповідно, підвищення точності вимірювань варто застосовувати пружинний динамометр.

6. Похибка за вплив температури. Коефіцієнт розширення сталевих стрічок a = 0,0000125. Тому зміна температури на $1^{\circ}C$ змінить довжину 20-метрової стрічки на 0.25 мм. Якщо температура стрічки під час вимірювання відрізняється від її температури під час компарування на $10^{\circ}C$, то довжина стрічки зміниться на 2,5 мм.

Вимірюючи температуру стрічки, потрібно підкладати термометр під ічку. Поправку за температуру обчислюють за формулою

$$\Delta L = L\alpha(t_{вим} - t_{комп}), \qquad (I.3.7)$$

L – довжина вимірюваної лінії; a – коефіцієнт розширення сталі; $t_{комп}$ – пература стрічки під час компарування; $t_{вим}$ – температура стрічки під час ірювання.

Якщо $t_{вим} > t_{комп}$ м, то поправка ΔL буде зі знаком "+", якщо $t_{вим} < t_{комп}$ – наком "–".

7. Похибка, що залежить від характеру ґрунту. Під час натягування ічки, укладеної на поверхню землі, виникає тертя стрічки з ґрунтом. Сила тя для різних ґрунтів різна. В результаті сила натягу стрічки буде різна на них ґрунтах, що і викликає похибки вимірювань. Залежно від характеру нту змінюється також стійкість шпильки, закріпленої в ґрунті, що веде до них похибок фіксації кінців стрічки. Так, на ґрунті, покритому травою, илька (під час натягу стрічки) менше змінює своє положення. Особливо ікі зміщення шпильок на пісках.

8. Похибки за нахил лінії. Якщо кути нахилу v малі, можна прийняти, що $v = v$ і тому формулі (I.3.6) можна надати вигляду

$$\Delta L = 2L\frac{v^2}{4} = \frac{1}{2}Lv^2. \qquad (I.3.8)$$

Виразимо кут v в радіанах $v = \frac{v^\circ}{\rho^\circ}$ (ρ° – кількість градусів у одному діані, яка дорівнює 57,3°). Тому

$$\Delta L = \frac{1}{2}L\frac{v^{\circ 2}}{\rho^\circ}. \qquad (I.3.9)$$

Звідси

$$v^\circ = \rho^\circ\sqrt{\frac{2\Delta L}{L}}. \qquad (I.3.10)$$

Якщо прийняти, що відносна похибка дорівнює $\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{20000}$, то $\leq \frac{\rho^\circ}{100} \approx 0{,}6^\circ$

Під час вимірювань стрічкою не враховують кутів нахилу до 1° ючно.

І.3.8. Точність вимірювання ліній стрічкою

Отже, точність вимірювання ліній стрічкою залежить від вищеперелічених факторів, а також від досвіду та старання виконавців робіт. Оскільки більшість похибок мають односторонній характер, тобто є систематичними, то сумарна похибка буде пропорційною до довжини лінії.

З досвіду вимірювання ліній стрічкою відомо, що під час польових вимірювань відносна похибка не перевищує $\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{1000}$ за несприятливих умов; $\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{2000}$ – за середніх умов; та $\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{3000}$ – за сприятливих умов. Якщо місцевість рівнинна, з твердим ґрунтом, погода сприятлива, вимірювання виконуються старанно і вводяться поправки за температуру стрічки, то точність може зростати до $\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{5000}$.

І.3.9. Загальні відомості про лазерні рулетки

Сьогодні лазерні (електронні) рулетки (віддалеміри) є передовою технологією безконтактного вимірювання відстаней до будь-яких об'єктів із будь-яким нахилом до відбивної поверхні. Лазерні рулетки – це малогабаритний технічний пристрій, оснащений LCD дисплеєм, клавіатурою, обчислювальним пристроєм і лазером. Вузьконапрямлений промінь лазера дає змогу вимірювати відстані до невеликих об'єктів (0,6 см – 6 см) в межах від 0,05 до 200 м з точністю від ±1 мм до ±2 мм. Завдяки вбудованій технології Power Range™ можна виконувати вимірювання на відстані до 100 м без візирних пластин.

Сучасне покоління лазерних рулеток має вбудований оптичний візир з двократним збільшенням або цифровий з потрійним збільшенням, що покращує візування на віддалені об'єкти.

Вночі у сутінках або коли об'єкт в тіні дальність вимірювання без використання візирної пластини може збільшуватись. Щоб збільшити дальність вимірювання протягом світлового дня або коли об'єкт, до якого виконується вимірювання, має погану відбивну поверхню, рекомендується використовувати візирну пластину. Вимірювання можуть бути помилковими, якщо вимірювання виконуються до прозорих поверхонь, таких як вода, незадимлене скло тощо, або глянцевих поверхонь.

Технології Bluetooth® і DISTO™ transfer дають можливість надійно передавати результати вимірювань у форматі Excel®, AutoCAD® та інших програмних продуктів у Pocket PC або ноутбук.

Для знімання великих приміщень, фасадів будівель і куполів церков онтактним методом рулетку можна встановити на теодоліт.

Окрім цього, лазерні рулетки можуть мати різьбовий отвір для штатива і нтований циліндричний рівень.

Лазерні рулетки мають вмонтовану пам'ять, а також інтегровані онометричні функції, які дають змогу визначити, наприклад, розміри вікон фасадах будівель чи кути нахилу покрівлі. Використовуючи алгоритм еми Піфагора, прилад може обчислювати відстані за двома і трьома точ-и, а також висоти за трьома точками. В меню приладу є функції збереження стант, виклик константи із пам'яті, зміна значення виміру, таймер, до-ння та віднімання результатів, а також спеціальні функції – обчислення ц, об'ємів тощо.

Лазерні рулетки прискорюють, спрощують і автоматизують виконання онтних, будівельних і геодезичних робіт. Цими рулетками можна онувати вимірювання за лічені секунди, а вбудований інтерфейс полегшує гування одержаних результатів. Лазерні рулетки з внутрішньою пам'яттю ть змогу зберігати результати вимірювань, а найсучасніші моделі можна єднувати до комп'ютера.

Лазерні рулетки можна використовувати в несприятливих погодних вах, якщо температура коливається в доволі широкому діапазоні від $-10^{\circ}C$ $+50^{\circ}C$. Температурний діапазон зберігання становить від $-25^{\circ}C$ до $0^{\circ}C$.

Елементи живлення забезпечують виконання до 10 тис. вимірювань. ерними рулетками можна користуватись і за недостатнього освітлення, ільки у більшості моделей є підсвітка дисплея.

Працюючи з лазерними рулетками, слід дотримуватися правил з техніки леки та не допускати:

- прямого наведення приладу на Сонце;
- вимірювання у місцях підвищеної небезпеки, де можуть проводитися ухові роботи без належних застережних заходів (наприклад, вимірювання на огах, будівельних майданчиках тощо);
- використання приладу поблизу автозаправних станцій, хімзаводів і в ах з потенційно вибухонебезпечним середовищем;
- спостереження лазерного променя біноклями та іншими оптичними иладами.

І.3.10. Будова лазерних рулеток Leica DISTO™ A3

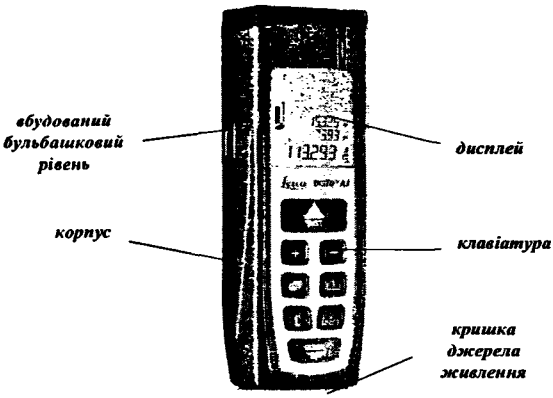


Рис. І.3.14. Будова лазерної рулетки Leica DISTO™ A3

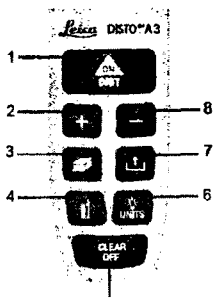


Рис. І.3.15. Функціональні клавіші DISTO™ A3

Клавіатура		
	клавіша	значення клавіші
1	ON/DIST	увімкнути / вимірювати
2	PLUS	плюс +
3	AREA/VOLUME	площа / об'єм
4	REFERENCE	точка відлічування
5	CLEAR/OFF	очистити / вимкнути
6	UNITS/ ILLUMINATION	одиниці вимірювання / підсвітка
7	STORAGE	пам'ять
8	MINUS	мінус –

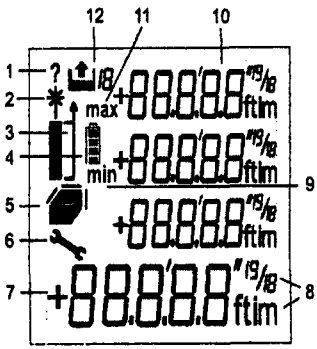


Рис. І.3.16. Функціональні можливості дисплея DISTO™ A3

Дисплей	
1	Інформація про помилкові виміри
2	Лазер увімкнений
3	Відлічування від верхньої або від нижньої панелі приладу
4	Стан елементів живлення
5	Площа, об'єм
6	Повідомлення про помилку
7	Основне табло
8	Одиниці вимірювання з показом степеня
9	Мінімальне значення безперервного вимірювання
10	Три допоміжні значення (наприклад, попередні значення)
11	Максимальне значення безперервного вимірювання
12	Звернення до пам'яті приладу

I.3.11. Процес вимірювання лазерними рулетками

Увімкнувши лазер, спрямовуємо промінь на вибрану ціль і натискаємо повідну кнопку, яка забезпечує функцію вимірювання ліній. Виміряна стань у вибраних одиницях вимірювання з'являється на дисплеї.

За замовчуванням прилад виконує вимірювання від його нижньої поверхні *ис. I.3.17, а*) Налаштування можна змінити так, що наступне вимірювання конуватиметься від верхньої поверхні приладу. Після цього налаштування иладу автоматично повертається до вимірювання від його нижньої поверхні.

Функція вимірювання мінімальних і максимальних відстаней є стандартною для більшості лазерних рулеток. Ця функція дає змогуачу виміряти ксимальну або мінімальну відстань від фіксованої точки до декількох верхонь (*рис. I.3.17, б*).

Найчастіше ця функція використовується для вимірювання найкоротших станей до будь-яких поверхонь (мінімальне значення) (*рис. I.3.1, в*) або агоналей (максимальних значень).

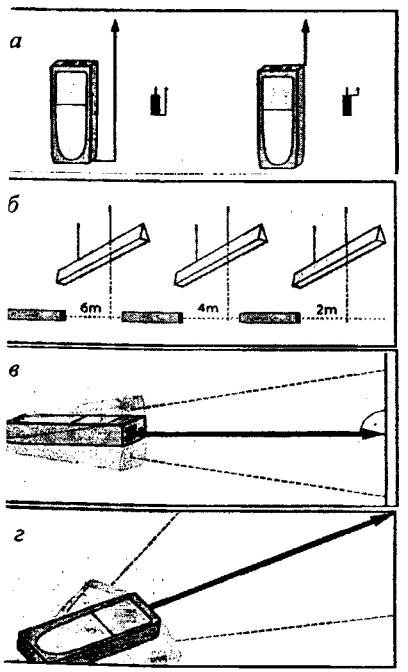


Рис. I.3.17. Вимірювання ліній лазерною рулеткою DISTO™ A3

Коли прилад працює в режимі неперервного вимірювання, повільно переміщують промінь лазера в горизонтальній і вертикальній площині в області, вибраній для вимірювання (наприклад, у куті приміщення) (*рис. I.3.17, г*). На дисплеї висвітиться максимальне і мінімальне значення, а також результат останнього вимірювання.

Для виконання стандартної функцій додавання і віднімання виконують перше вимірювання. Натискають клавішу, яка відповідає вибраній функції, і виконують наступні вимірювання. Кінцевий результат послідовних вимірювань, результат останнього вимірювання, також висвічуватимуться на дисплеї.

Для обчислення площі слід натиснути клавішу, що відповідає вибраній функції і виміряти довжини сторін. Після того як будуть виконані два виміри, результат визначеної площі висвітиться на дисплеї.

Об'єм визначається аналогічно.

Натиснувши відповідну клавішу, можна переглянути останні результати вимірювань в зворотній послідовності, а також вибрати з пам'яті результат для подальших бчислень.

І.3.12. Функціональні можливості й технічні характеристики лазерних рулеток

Наведемо деякі технічні характеристики найпоширеніших сьогодні моделей, які використовуються під час виконання топографо-геодезичних робіт, в землевпорядкуванні та будівництві.

Leica DISTO™ A3 – базова модель надійна і проста, її можна використовувати як для роботи у приміщені, так і на вулиці. Як і у всіх лазерних віддалемірах фірми Leica, лазерна пляма має чіткі межі, тому її можна завжди побачити її, навіть у важкодоступних місцях.

Окрім стандартних функціональних клавіш (додавання, віднімання, визначення площі і об'єму), в цій моделі додатково передбачено функції мінімальної і максимальної відстаней, які дають змогу виконувати горизонтальні та діагональні вимірювання. Вимірювання можуть виконуватись в безперервному режимі.

Функція пам'яті Leica DISTO™ A3 дає змогу запам'ятовувати 19 значень.

Оскільки дисплей 4-рядковий, можна фіксувати декілька виміряних значень у різних його рядках, а завдяки підсвітці екрана – прочитати виміряні параметри навіть за поганого освітлення.

Вбудований бульбашковий рівень дає змогу тримати прилад горизонтально.

Як і інші моделі Leica DISTO™, ця модель має вбудовану технологію Power Range™, тому можна виконувати вимірювання на відстані до 80 м без візирних пластин.

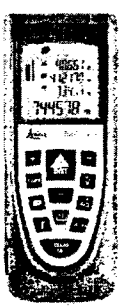


Рис. І.3.18. Зовнішній вигляд DISTO™ A5

Рис. І.3.19. Зовнішній вигляд DISTO™ A6

Діапазон вимірювань – від 0,05 м до 100 м з точністю ±1,5 мм.

Leica DISTO™ A5 *(рис. І.3.18)* – це багатофункціональна модель, створена на основі попередньої. Діапазон вимірювань збільшено від 0,05 м до 200 м з точністю ±1,5 мм .

Особливості:

- може виконувати непрямі вимірювання;
- має унікальну позиційну скобу з автоматичним розпізнаванням її положення;
- має вбудований оптичний візир з 2-разовим збільшенням, який спрощує наведення лазерного променя під час вимірювань далеких відстаней.

- діапазон вимірювання висоти предметів з віддалі до них:
  15 м – від 0 до ± 25 м;
  20 м – від 0 до ± 30 м;
- ціна поділки шкали:
  кутоміра – 1° ;
  висотоміра – 1 м;
- абсолютна похибка вимірів, не більше ніж:
  для кута нахилу – 0,5° ;
  для висот від ±15 м до ±30 м – 0,8 м;
- маса 0,110 кг;
- габаритні розміри 80 х 54 х 18 мм.

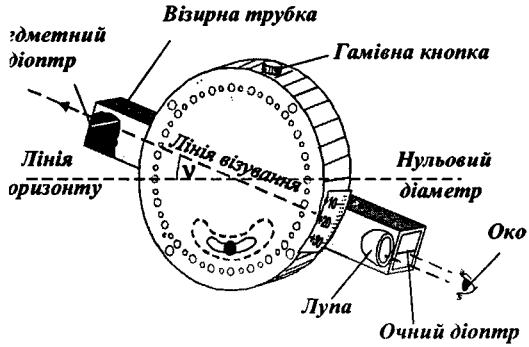


Рис. I.3.24. Екліметр Брандіса

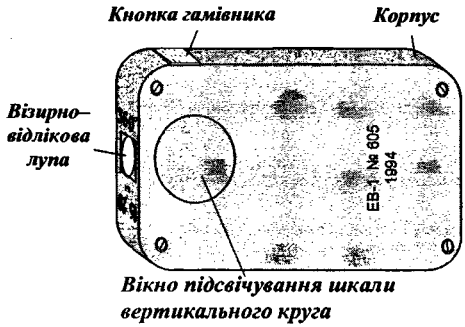


Рис. I.3.25. Екліметр-висотомір ЕВ-1

I.3.14. Перевірка екліметра

Геометричну умову, яку повинен задовольняти круг екліметра з адусними поділками в зрівноваженому стані, можна сформулювати так: лінія, о з'єднує нульові градусні поділки $0° - 0°$, повинна бути горизонтальною. ощо візирна лінія MN також горизонтальна, відлік на крузі дорівнюватиме лю. Допустимо, що змістилась точка кріплення вантажу P (*рис. I.3.26*), тоді ставлена умова не виконується. Зрозуміло, що виміряні таким екліметром ти нахилу будуть помилковими. Тому перед використанням екліметра, його обхідно перевірити.

Перевірка полягає у вимірюванні екліметром кута нахилу v деякої лінії в ямому і зворотному напрямах (наприклад, нахилу лінії AB та BA). Ці кути є наковими за абсолютними величинами, але протилежні за знаками.

Нехай екліметр розташований в точці A' на висоті i над початковою точкою лінії A, при цьому візирна лінія екліметра збігається з лінією $A'B'$ (*рис. I.3.26*). Точка B' також розміщена на висоті i над кінцевою точкою лінії B. Отже, лінія $A'B'$ паралельна до AB. Якби лінія $0° - 0°$ була горизонтальною, то виміряний кут був би v. Оскільки ця лінія (на рисунку пунктирна) нахилена на деякий кут Δv, то виміряний кут – v_1. Тобто

$$v = v_1 - \Delta v. \qquad (I.3.11)$$

Перейдемо з екліметром в точку B і виконаємо вимірювання на точку A. При цьому $i = l$.

$$v = v_2 + \Delta v. \qquad (I.3.12)$$

Додамо рівняння (11) та (12) і отримаємо

$$2v = v_1 + v_2. \qquad (I.3.13)$$

Звідси

$$v = \frac{v_1 + v_2}{2}. \qquad (I.3.14)$$

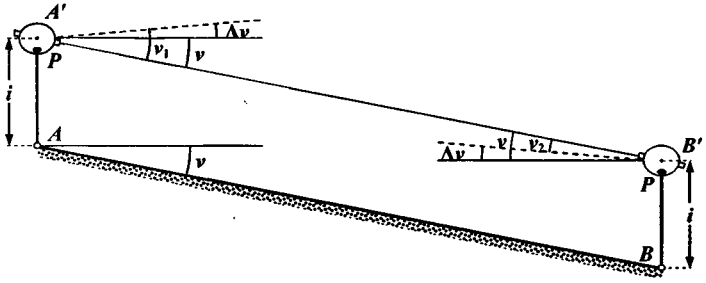


Рис. I.3.26. До питання перевірки екліметра

Як бачимо, правильний кут нахилу дорівнює середньому арифметичному з двох виміряних. Тепер ми знаємо правильний кут v і з екліметром перебуваємо в точці B. За допомогою виправних гвинтів перемістимо точку кріплення тягарця P так, щоб відлік v_2 на крузі змінився і дорівнював v. Після цього ще раз виконаємо перевірку. Якщо виправлення виконано правильно, то екліметр придатний для вимірювань.

I.3.15. Екери. Теорія дводзеркального екера

Екер – це прилад для побудови прямих кутів на місцевості.

Найпростіший екер – це дві дерев'яні лінійки, встановлені горизонтально на підставці, скріплені у вигляді хрестовини. На кожній з лінійок (*рис. I.3.27*)

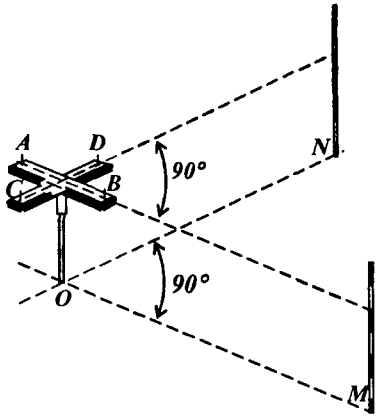


Рис. I.3.27. Простий екер

забито по два цвяшки (A, B та C, D). Лінії AB і CD повинні бути взаємно перпендикулярними. Якщо сумістити лінію AB з деякою лінією місцевості OM, то, продовживши лінію CD, отримаємо на місцевості лінію ON, перпендикулярну до OM.

Прямокутний трикутник, встановлений горизонтально на стовпі, – також екер.

Такі екери дають грубі результати. Широко застосовуються дводзеркальний (*рис. I.3.28*) та призмовий (*рис. I.3.29*) екери. Дводзеркальний екер складається з ɔиграннoї коробки, в якій одна бокова грань відсутня. До кожної з двох інших ɔаней прикріплено гвинтами дзеркала S_1 та S_2, а над ними візирні віконця. ›низу до коробки прикріплена ручка.

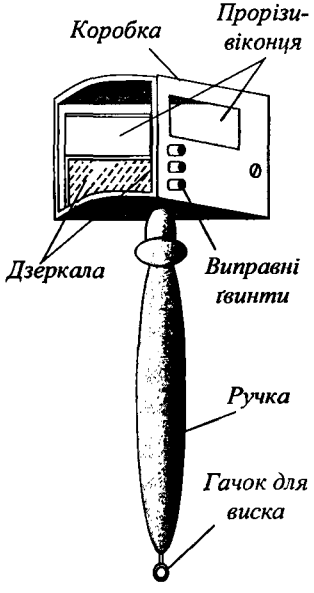


Рис. I.3.28. Дводзеркальний екер

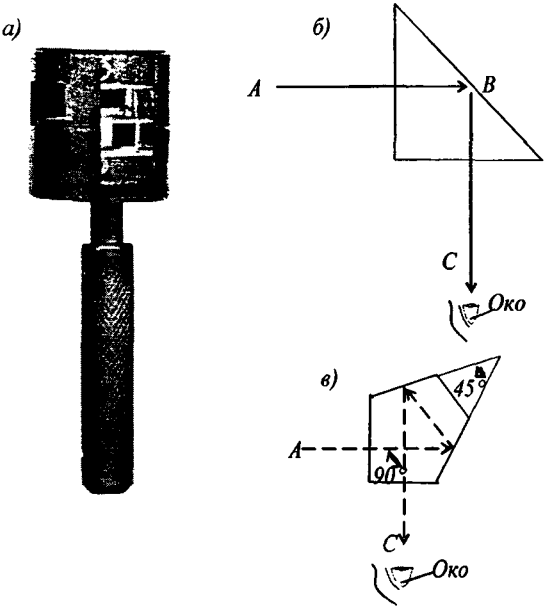


Рис. I.3.29. Призмовий екер (а), хід променів у прямокутній призмі (б), хід променів у пентапризмі (в)

Розглянемо теорію дводзеркального екера. Нехай дзеркала S_1 та S_2 (*рис. I.3.30*) поставлені під кутом α. На дзеркало S_1 падає промінь від віхи A в точку M під кутом δ і відбивається під таким самим кутом δ; падає на друге дзеркало під кутом β в точці N. Тут промінь знову відбивається під таким самим кутом, зустрічається в точці C з початковим своїм напрямком і створює з ним кут γ.

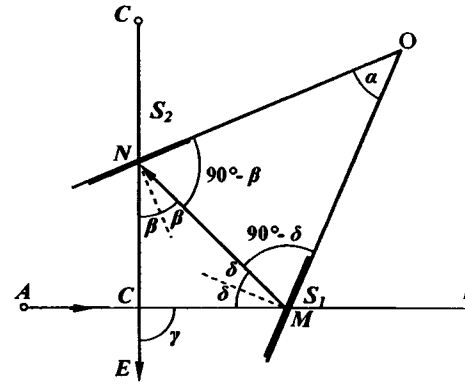


Рис. I.3.30. До теорії дводзеркального екера

Для трикутника CNM кут γ зовнішній і дорівнює сумі двох інших кутів 2δ та 2β, несуміжних з кутом γ, тобто

$$\gamma = 2\delta + 2\beta = 2(\delta + \beta), \qquad (I.3.15)$$

а з трикутника MNO

$$\alpha = 180^\circ - (90^\circ - \delta) - (90^\circ - \beta) = \delta + \beta .$$

Звідси

$$\alpha = \delta + \beta . \qquad (I.3.16)$$

Це означає, що

$$\gamma = 2\alpha . \qquad (I.3.17)$$

Тобто промінь, що двічі відбивається від двох плоских дзеркал, утворює зі своїм початковим напрямком кут вдвічі більший від кута між дзеркалами.

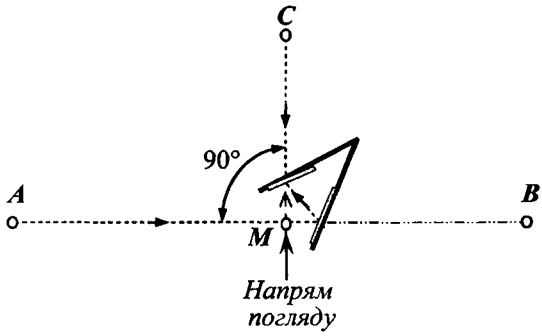
Якщо кут між дзеркалами 45°, то $\gamma = 90^\circ$.

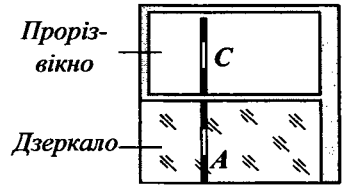
Призмовий екер зображено на *рис. I.3.29*. Важливою його частиною є скляна тригранна призма *а* з основою у вигляді прямокутного рівнобедреного трикутника. Грані – відкриті катети. Застосовують призмовий екер під час побудови та знаходження основи перпендикуляра абсолютно аналогічно, як і дводзеркальний екер.

На основі формули (I.3.17) розглянемо спосіб застосування дводзеркального екера для встановлення та опускання перпендикулярів.

Нехай потрібно до лінії AB (*рис. I.3.31*) в точці M побудувати перпендикуляр на місцевості. Прикріпивши до ручки екера висок, встановлюють екер над точкою M так, щоб ближнє до спостерігача (перше) дзеркало було повернуте до віхи, що стоїть в точці A. Спостерігач в другому дзеркалі бачить

ідбите два рази зображення віхи A. Одночасно, дивлячись у віконце над зеркалом, він переміщує свого помічника з віхою доти, доки віха помічника не даватиметься продовженням віхи A (*рис. I.3.31*), яку видно у дзеркалі. Точка C, в якій в цей момент стоїть віха помічника, і є шуканою точкою, отже, кут $AMC = 90°$.





Поле зору екера в точці M

Рис. I.3.31. Побудова перпендикуляра за допомогою дводзеркального екера

І, навпаки, щоб опустити з точки C (*рис. I.3.31*) на лінію AB перпендикуляр (знайти основу перпендикуляра), вибирають на лінії AB точку M', яку наближено вважатимуть основою шуканого перпендикуляра. Встановлюють над точкою M' екер, як було вказано вище, і дивляться у віконце над другим (переднім) дзеркалом – чи збігається віха C із зображенням віхи A. Якщо не збігається, тоді рухаються вздовж лінії AB у бік зображення віхи C доти, доки вони не збігатимуться. Точка M, над якою в цей момент розміщений висок, і буде шуканою точкою.

I.3.16. Знаходження екером точки в створі лінії

Щоб побудувати перпендикуляр треба бути впевненим, що екер розміщений в створі лінії, до якої його опускають. За допомогою дводзеркального або призмового екера легко перевірити, чи буде лінія MC перпендикулярна до лінії AB (*рис. I.3.31*). Якщо вони не перпендикулярні, то причиною може бути те, точка M не лежить на лінії AB. З *рис. I.3.31* видно, в якому напрямку переміщати точку M.

Застосування тридзеркальних та двопризмових екерів дає можливість швидше і простіше будувати перпендикуляри, не знаходячи точки в створі лінії. В тридзеркальному екері два дзеркала *a* і *в* розташовані до третього *c* під кутом $45°$, а між собою – перпендикулярно.

У дводзеркальному екері дві однакові скляні призми *а* і *в* встановлені одна над другою так, що грані гіпотенузи перпендикулярні між собою. Очевидно, що в цих приладах ми маємо в кожному по два екери, котрі дають можливість встановлювати й опускати перпендикуляри до лінії одночасно на обох її кінцях.

Зауважимо, що вимоги до точності екерів взагалі невисокі. Для екерів дуже важлива портативність, і тут оптичні екери мають безперечні переваги.

І.3.17. Перевірка дводзеркального екера

Перевірка дводзеркального екера зводиться до перевірки кута між дзеркалами. Розглянемо, як її виконують.

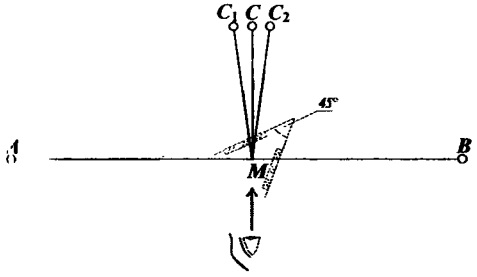


Рис. І.3.32. Перевірка дводзеркального екера

На лінії AB (*рис. І.3.32*) вибирають приблизно посередині точку M, в якій за допомогою досліджуваного екера будують перпендикуляр двічі: використовуючи віху A (лінія MC_1) або віху B (лінія MC_2). Якщо лінії MC_1 та MC_2 не збігаються, то необхідно виконати виправлення екера. Для цього ставлять посередині між точками C_1 та C_2 віху C і за допомогою виправних гвинтів повертають дзеркало S_1 (*рис. І.3.32*) доти, доки зображення віхи A або B в другому дзеркалі не буде продовженням віхи C у віконці.

Користуючись екером, слід знати, що зображення віхи, яке бачить спостерігач в другому дзеркалі, повинно залишатися на місці, незважаючи на повороти екера.

Треба також пам'ятати, що площини дзеркала під час роботи з екером повинні бути вертикальними. Інакше прямий кут будуватиметься не в горизонтальній, а в нахиленій площині.

І.3.18. Знімання ситуації мірною стрічкою та екером

Користуючись мірною стрічкою та екером, можна виконати горизонтальне знімання невеликих рівнинних ділянок місцевості. Ділянки зазвичай мають форму неправильного багатокутника, вершини якого закріплюють кілками. Нумерують кілки за годинниковою стрілкою (*рис. І.3.33*). В нашому випадку це

стикутник. Вибираємо лінію 6–3 за вісь знімання. Таку лінію називають гістраллю. Провішують її. Вимірюють довжину лінії 6–3 стрічкою і одночасно ускають перпендикуляри за допомогою екера з точок 1, 2, 5, 4.

Під час знімання старанно викреслюють рисунок, який називають абсом (зарисом). На зарисі записують всі результати знімання. На *рис. I.3.33* – віддалі вздовж лінії 6–3 від точки 6 до основи кожного з чотирьох рпендикулярів, а також довжини перпендикулярів, які вимірюють рулеткою о стрічкою. Загальна довжина лінії 6–3 дорівнює 120,40 м.

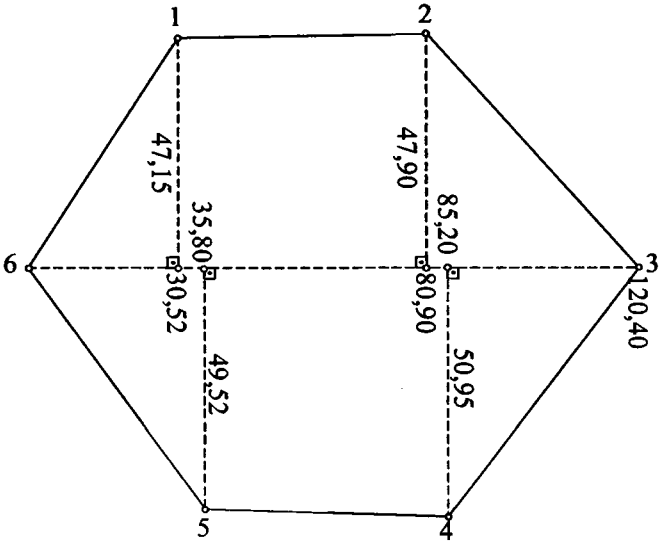


Рис. I.3.33. Зарис невеликої ділянки, на основі якого можна побудувати план

Даних, записаних на зарисі, достатньо, щоб побудувати план ділянки в заданому масштабі. Зауважимо, що зарис викреслюють, не дотримуючись певного масштабу, і вказують на ньому натуральні (виміряні) довжини; на плані всі ці довжини не записують, а відкладають за допомогою поперечного масштабу в заданому масштабі знімання. Якщо кути нахилу ліній на місцевості більші, ніж 1°, то їх вимірюють екліметром і вводять у виміряні похилі лінії відповідні поправки. На плані відкладають горизонтальні проекції ліній. Для контролю вимірюють усі лінії, що обмежують ділянку знімання, тобто 1–2, 2–3, 3–4, 4–5, 5–6, 6–1.

I.3.19. Орієнтування ліній

Орієнтувати лінію місцевості означає визначити напрям цієї лінії відносно відомих напрямів, які приймають за вихідні.

Вихідними напрямами для орієнтування ліній відносно сторін світу в топографії вибирають:

– істинний (географічний) меридіан (на карті західна і східна рамки градусної сітки);

– осьовий меридіан зони (на карті – вертикальні лінії координатної сітки);

– магнітний меридіан (напрям магнітної стрілки).

Так, лінія *OB* (*рис. I.3.34*) буде орієнтована, якщо відомий хоча б один з показаних на рисунку кутів (A, α, $A_м$) між лінією *AB* та відомими напрямами.

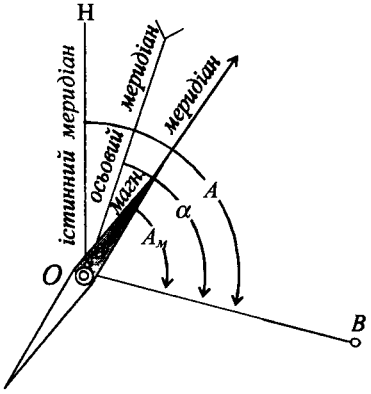


Рис. I.3.34. Орієнтування лінії AB відносно вихідних

Напрям істинного меридіана в заданій точці визначається з астрономічних спостережень.

Магнітний меридіан зазвичай не збігається з істинним, оскільки не збігаються магнітний та географічний полюси Землі. Кінець магнітної стрілки, спрямований на північний магнітний полюс Землі, називають – північним, а другий кінець – південним. Отже, ***магнітним меридіаном*** у заданій точці називається лінія, що з'єднує магнітні полюси вільно встановленої на вертикальній осі магнітної стрілки.

Осьовий меридіан зони збігається з істинним меридіаном, який проходить через середину зони. Кожна зона має свій осьовий меридіан.

Лінії місцевості орієнтують відносно істинного меридіана за допомогою кута, що називається азимутом. ***Азимутом*** лінії місцевості в певній її точці називається горизонтальний кут між північним напрямом істинного меридіана в цій точці та напрямом лінії. Цей кут відлічують за ходом годинникової стрілки від північного напряму істинного меридіана до лінії, яку орієнтують. Азимут змінюється від 0° до 360°. Оскільки горизонтальною проекцією меридіана в цій точці є полуденна лінія, то можна сказати, що азимутом називають кут між північним напрямом полуденної лінії і напрямом горизонтальної проекції лінії місцевості.

У топографії прийнято розрізняти прямий та зворотний напрями лінії. Так, якщо *B* – початок, а *C* – кінець лінії, тоді напрям *BC* лінії є прямим, а напрям *CB* цієї ж лінії є зворотним. Відповідно до цього кут *A* є ***прямим азимутом*** лінії *BC* в точці *M*, а кут *A′* – ***зворотним азимутом*** цієї лінії в цій самій точці. З *рис. I.3.35* видно, що

$$A' = A \pm 180^\circ, \qquad (I.3.18)$$

го прямий та зворотний азимути лінії в цій точці відрізняються на 180°. У мулі (I.3.18) знаком "мінус" зручно користуватись, коли $A > 180°$. У різних ках Землі меридіани (та й полуденні лінії) не паралельні між собою, тому в их точках тієї самої лінії азимут має різну величину. Так, в точці M_1 і M_2 ї BC (*рис. I.3.35*) істинні меридіани $Пн_1Пд_1$ і $Пн_2Пд_2$ не паралельні до идіана $ПнПд$ точки M. Тому азимути лінії BC в точках M_1 та M_2 дорівнюють ювідно A_1 та A_2. Якщо в цих точках прокреслити напрями $Пн'Пд'$, алельні до напряму $ПнПд$ полуденної лінії в точці M, то $\angle Пн'M_1C = Пн'M_2C = A$. Тому

$$A_1 = A + \gamma, \qquad (I.3.19)$$

$$A_2 = A - \gamma. \qquad (I.3.20)$$

Кут γ називається ***зближенням меридіанів***; це кут між полуденними іями, проведеними в різних точках лінії BC. Для точок, розташованих на схід точки M (наприклад, в точці M_1), γ вважають додатним, а для точок, таштованих на захід від точки M (наприклад, у точці M_2), – від'ємним. За ої умови формула (I.3.19) є загальною для будь-яких точок заданої лінії.

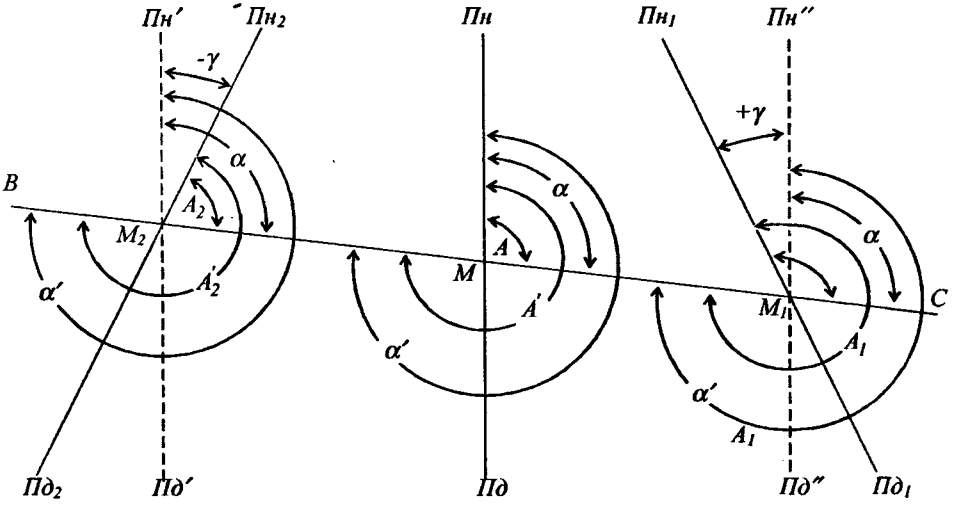


Рис. I.3.35. Прямий та зворотний азимути

Азимут лінії CB (*рис. I.3.35*) в точці M_1, згідно з (I.3.18), становить $A_1' = A_1 \pm 180^\circ$. Враховуючи значення A_1 відповідно до формули (I.3.19), тримаємо

$$A_1' = A \pm 180^\circ + \gamma. \qquad (I.3.21)$$

Тобто прямий та зворотний азимути лінії в різних її точках відрізняються на $180^\circ + \gamma$.

Часто для орієнтування ліній місцевості замість азимутів використовують істинні румби. ***Істинним румбом*** лінії називається гострий кут між найближчим кінцем полуденної лінії в заданій точці і напрямом горизонтальної лінії місцевості. Числове значення істинного румба супроводжують назвою чверті, в якій міститься лінія. На *рис. I.3.36* показано істинні румби ліній в усіх чотирьох чвертях. Так, лінія *PA* має румб r_1. Його назва – Північний Схід, скорочено ПнС; лінія *PB* має румб r_2, назва якого Південний Схід (ПдС); лінія *PC* має румб r_3, назва якого Південний Захід (ПдЗ); лінія *PD* має румб r_4, назва румба – Північний Захід (ПнЗ).

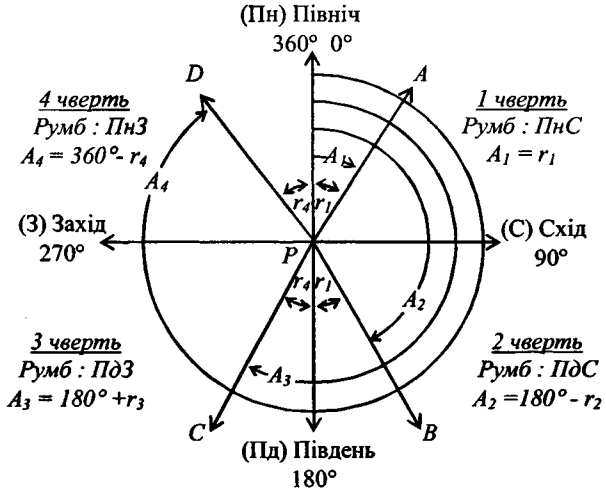


Рис. I.3.36. Співвідношення між румбами і азимутами

З *рис. I.3.36* не важко знайти залежність між істинними румбами та азимутами в різних чвертях:

$$\left.\begin{aligned} r_1 &= A_1 \\ r_2 &= 180^\circ - A_2 \\ r_3 &= A_3 - 180^\circ \\ r_4 &= 360^\circ - A_4 \end{aligned}\right\} \qquad (I.3.22)$$

За цими формулами можна обчислити азимути за допомогою румбів і ıвпаки.

Як зазначалось раніше, орієнтувати лінії місцевості можна також відносно :ьового меридіана зони.

Горизонтальний кут між північним напрямом осьового меридіана зони або ıпрямом, паралельним до нього, і напрямом певної лінії місцевості ıзивається ***дирекційним кутом.*** Цей кут відлічують від північного напряму :ьового меридіана за годинниковою стрілкою і він також, як і азимут, ıінюється від 0° до 360°.

Нехай *ПнПд* (*рис. I.3.35)* – осьовий меридіан зони, а *ПнПд′* – напрям, ıралельний до нього; дирекційний кут лінії *ВС* у будь-якій точці (M, M_1, M_2) ɔрівнює α. Отже, на відміну від азимута, дирекційний кут в будь-якій точці ıданої лінії є однаковим. З *рис. I.3.35* видно, що прямий та зворотний ırекційні кути лінії відрізняються на 180°, тобто

$$\alpha' = \alpha \pm 180^\circ. \qquad (I.3.23)$$

З *рис. I.3.35* легко встановити зв'язок між дирекційним кутом та ıимутом. Нехай $Пн_1Пд_1$ і $Пн_2Пд_2$ – напрями істинних меридіанів у точках M_1 та f_2. З розрахунку видно:

$$A_1 = \alpha + \gamma. \qquad (I.3.24)$$

$$A_2 = \alpha - \gamma. \qquad (I.3.25)$$

Враховуючи знаки γ на сході та заході від осьового меридіана, можна ıмість формул (I.3.24) та (I.3.25) записати загальну формулу

$$A = \alpha + \gamma. \qquad (I.3.26)$$

Отже, азимути та дирекційні кути відрізняються між собою на зближення ıеридіанів.

Щоб краще зрозуміти суть азимутів та дирекційних кутів, покажемо ці ути орієнтування для ліній на межах 6° зони. Меридіани в точках M_1 та M_2 *ɔис. I.3.37)* на краях зони зобразяться на площині, що сходиться біля полюсів емлі P та P_1. Осьовий меридіан матиме вигляд прямої лінії. Пунктирні лінії в очках M_1 і M_2 паралельні до осьового меридіана. У точках M_1 та M_2 азимути ·удуть відповідно $A_1 = \alpha + \gamma$ і $A_2 = \alpha - \gamma$, тобто визначаються за формулою I.3.26) з урахуванням знаків зближення меридіанів. Точка M розташована на ıсьовому меридіані зони, де $\gamma = 0$. Тому в цій точці азимут і дирекційний кут ıінії *МВ* однакові.

Горизонтальний кут між напрямом ближчого кінця осьового меридіана они і напрямом лінії місцевості називається ***румбом.*** Румб – це гострий кут, що мінюється від 0° до 90°. Числове значення румба, як і істинного румба, завжди ·упроводжується назвою чверті, в якій розташована лінія (*ПнС*, *ПдС*, *ПдЗ*. *ПнЗ*). ıалежності між дирекційними кутами та румбами ліній такі самі, як і між

істинними азимутами та істинними румбами. У будь-якій точці лінії дирекційний кут незмінний, а прямий та зворотний дирекційні кути відрізняються на 180°. Ці особливості є перевагою орієнтування ліній за дирекційними кутами.

Як відомо, під впливом земного магнетизму вільно встановлена в заданій точці на вертикальній осі магнітна стрілка показуватиме напрям магнітного меридіана в цій точці. Ця властивість магнітної стрілки дає змогу орієнтувати лінії місцевості відносно магнітного меридіана.

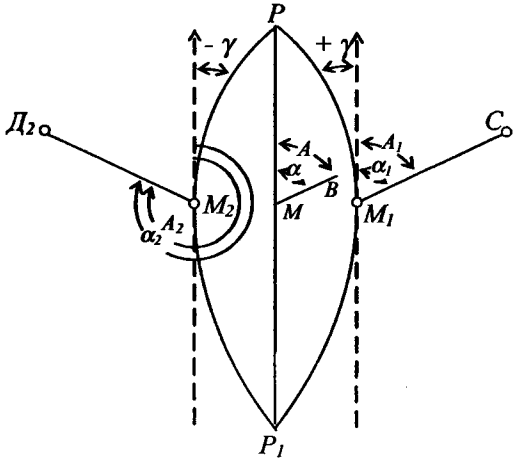


Рис. І.3.37. Азимути і дирекційні кути

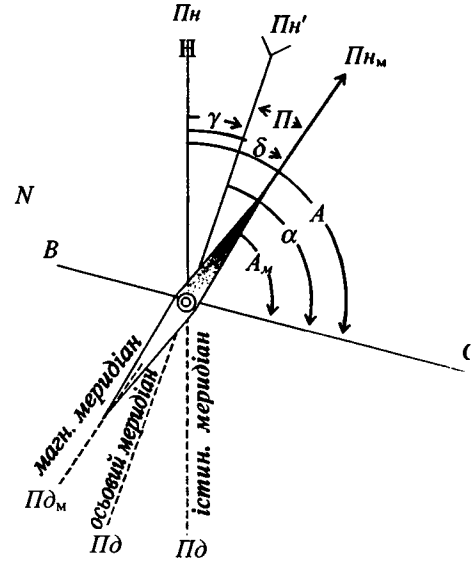


Рис. І.3.38. Зв'язок між лініями орієнтування

Горизонтальний кут між напрямами північного кінця магнітного меридіана і напрямом лінії місцевості називається ***магнітним азимутом***. Цей кут відлічується від північного напряму магнітної стрілки за годинниковою стрілкою і змінюється від 0° до 360°.

Горизонтальний кут між лінією місцевості і напрямом ближчого до цієї лінії кінця магнітного меридіана (кінця магнітної стрілки) називається ***магнітним румбом.*** На *рис. І.3.38* лінія $Пн_м Пд_м$ – магнітний меридіан, $A_м$ магнітний азимут лінії *BC* в точці *M*, $r_м$ – магнітний румб цієї лінії, *ПнПд* істинний меридіан точки *M*, *A* – істинний азимут лінії *BC* в точці *M*.

У будь-якій точці між магнітним та істинним меридіаном виникає кут *δ* (*рис. І.3.38*), що називається ***схиленням магнітної стрілки.*** Північний кінець магнітної стрілки (магнітний меридіан) може відхилятися від істинного

меридіана на схід або захід. Залежно від цього розрізняють східне та західне схилення. Східне прийнято вважати додатним, західне – від'ємним. Знаючи схилення магнітної стрілки у певній точці, можна знайти зв'язок між магнітним азимутом лінії та її істинним азимутом або дирекційним кутом. З *рис. I.3.38* видно, що

$$A = A_м + \delta . \qquad (I.3.27)$$

Прирівнюючи праві частини формул (I.3.26) та (I.3.27), отримаємо

$$A_м + \delta = \alpha + \gamma . \qquad (I.3.28)$$

Звідси

$$\alpha = A_м + \delta - \gamma . \qquad (I.3.29)$$

Позначимо

$$\delta - \gamma = П . \qquad (I.3.30)$$

Величину *П* називають ***загальною поправкою за схилення магнітної стрілки та зближення меридіанів***. Враховуючи позначення, перепишемо (I.3.29) так

$$\alpha = A_м + П . \qquad (I.3.31)$$

Зазначимо, що схилення магнітної стрілки постійно змінюється. Розрізняють *річні* та *вікові* зміни схилень. Амплітуда вікового коливання схилення магнітної стрілки становить близько 22,5° протягом 500 років. Крім того, є добові коливання схилення магнітної стрілки з амплітудою близько 15′, а інколи і більше. Тому орієнтувати лінії місцевості за допомогою магнітних азимутів та румбів можна лише наближено. В районах магнітних аномалій орієнтування ліній за допомогою магнітних азимутів та румбів взагалі неможливе. Слід остерігатися впливів на магнітну стрілку ліній електропередач, особливо у міських умовах, та впливу металевих предметів.

I.3.20. Виведення формул для визначення зближення меридіанів

Приймемо рівневу поверхню Землі за кулю. Виберемо дві точки *A* і *B* (*рис. I.3.39*), які розташовані на одній широті φ і в межах однієї зони. Різницю довгот цих точок, тобто $\angle AFB$, позначимо $\Delta\lambda$, а довжину дуги паралелі *AB* – *l*. Прокреслимо в точках *A* та *B* дотичні, що збігаються з площинами меридіанів цих точок. Такі дотичні називаються полуденними лініями. Полуденні лінії *SN* (*ПдПн*) та S_1N (*Пд*$_1$*Пн*) точок *A* і *B* перетинаються на продовженні полярної осі Землі P_1P в точці *N* (*Пн*) і утворюють кут γ, який і є зближенням меридіанів точок *A* і *B*.

Оскільки точки A і B розташовані в межах однієї зони, то кут γ – мали Тому його можна вважати центральним кутом дуги AB, описаної радіусом N/ Взявши це до уваги, запишемо

$$\frac{S}{NA}=\frac{\gamma'}{\rho'}. \qquad (I.3.3$$

У формулі (I.3.32) γ′ – зближення меридіанів у мінутах дуги; ρ′ = 3438′ кількість кутових мінут в одному радіані. Звідси

$$\gamma'=\rho'\frac{S}{NA}. \qquad (I.3.33$$

З прямокутного трикутника OAN запишемо

$$NA=Rtg(90^o-\varphi)=Rctg\varphi. \qquad (I.3.34$$

Підставимо значення NA з формули (I.3.34) у (I.3.33). Отримаємо

$$\gamma'=\rho'\frac{S}{Rctg\varphi}=\frac{\rho'}{R}Stg\varphi. \qquad (I.3.35$$

Відомі числові значення ρ′ та радіуса Землі (R=6371,11 км). Тоді формул (I.3.35) набуває вигляду

$$\gamma'=0{,}54'Stg\varphi \qquad (I.3.36$$

Виразимо дугу S через різницю довгот Δλ. Для центрального кута Δλ вершиною у точці F можна записати

$$\frac{S}{AF}=\frac{\Delta\lambda'}{\rho'}. \qquad (I.3.37$$

Розділимо вираз (I.3.32) на (I.3.37) і отримаємо

$$\frac{AF}{NA}=\frac{\gamma'}{\Delta\lambda'}. \qquad (I.3.38)$$

Тому

$$\gamma'=\frac{AF}{NA}\Delta\lambda'. \qquad (I.3.39)$$

З прямокутного трикутника *AFN* запишемо

$$\frac{AF}{NA}=sin\varphi. \qquad (I.3.40)$$

Отже

$$\gamma'=\Delta\lambda'\sin\varphi \qquad (I.3.41)$$

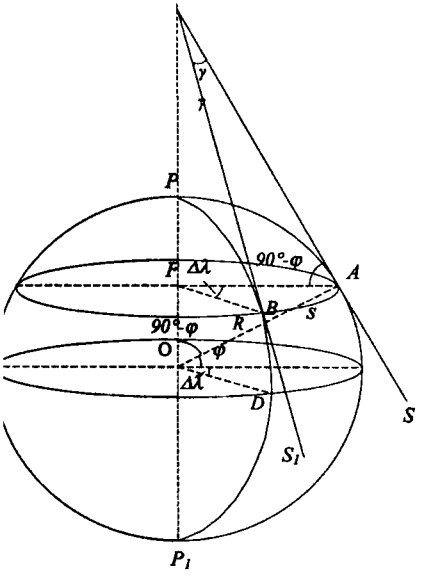


Рис. I.3.39. Зближення меридіанів

На підставі формули (I.3.41) можемо зробити висновок, що на екваторі ($\varphi = 0$) зближення меридіанів $\lambda = 0$, а на полюсі $\gamma = \Delta\lambda$.

Формулою (I.3.36) доцільно користуватися, щоб визначити зближення меридіана заданої точки і осьового меридіана зони. У такому разі довжину дуги паралелі S можна замінити перетвореною ординатою $y' = y - 500$ км.

На всіх аркушах карт під південною рамкою подається зближення меридіанів для середньої точки аркуша карти відносно осьового меридіана. Цим значенням можна користуватись в межах карти. Однак потрібно пам'ятати, що в межах аркушів дрібномасштабних карт (1:50000, 1:100000) зближення мери-

анів може змінюватись на 20–30″.

I.3.21. Орієнтування аркуша топографічної карти

Орієнтувати карту означає розташувати її так, щоб напрями ліній на арті стали паралельними до напрямів горизонтальних проєкцій відповідних іній місцевості. Найпростіше орієнтувати карту вздовж лінії, яка є на карті і на ісцевості. Для цього стають на лінії місцевості і розміщують карту так, щоб ображення на ній відповідної лінії стало паралельним до лінії місцевості. При ьому потрібно стежити, щоб не було грубих помилок в орієнтуванні близько 180°).

У камеральних умовах можна орієнтувати за допомогою так званої амеральної бусолі, яка за будовою дещо відрізняється від компаса та польової усолі. В камеральній бусолі (*рис. I.3.40*) на основі закріплене градуйоване ільце, в центрі якого на вертикальному шпилі підвішена магнітна стрілка. В еробочому стані стрілка за допомогою особливого пристрою – аретира – іднімається зі шпиля і притискається до захисного скла, яким зверху закрито усольне кільце. У азимутальних бусолях (*рис. I.3.41*) штрихи оцифровані від 0°

до 360°, частіше за ходом годинникової стрілки, у румбічних (*рис. І.3.42*) обидва кінці нульового діаметра оцифровані нулями, а кінці перпендикулярного до них діаметра мають оцифровку 90°.

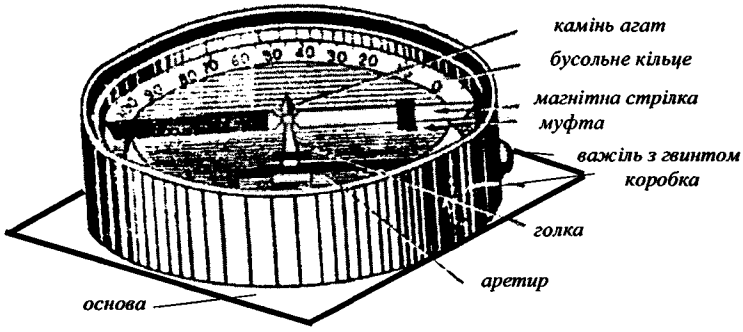


Рис. І.3.40. Камеральна бусоль

Щоб зорієнтувати карту, треба встановити на ній бусоль так, щоб нульовий діаметр *N–S*, або одне з паралельних йому ребер основи (*BC* або *DE*, *рис. І.3.41*) збіглися з істинним меридіаном карти, яким, як відомо, є західна сторона рамок трапеції. Потім відкріпляють стрілку і повертають карту разом з бусоллю доти, доки північний кінець магнітної стрілки збігатиметься з вказаним на карті схиленням магнітної стрілки – δ. Карти можна також орієнтувати, приклавши бусоль до вертикальних ліній координатної сітки, які паралельні до осьового меридіана. В такому разі потрібно враховувати поправку *П* за схилення магнітної стрілки і зближення меридіанів.

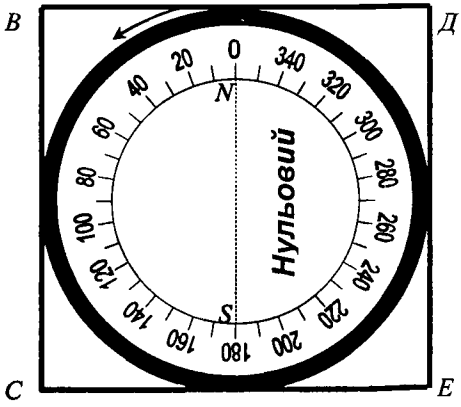


Рис. І.3.41. Азимутальне кільце

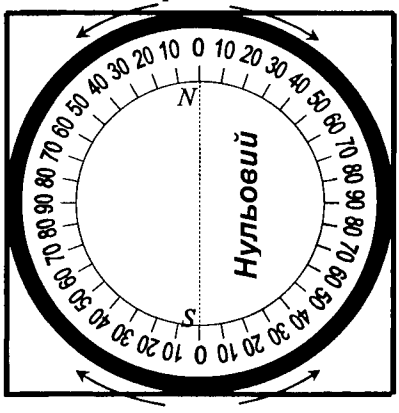


Рис. І.3.42. Румбічне кільце

I.3.22. Будова та перевірка бусолі

Бусоль – це вдосконалений компас. Польова бусоль (*рис. I.3.43*) більша за ;мірами і встановлюється на штативі. Головними деталями польової бусолі є: :нітна стрілка; зовнішнє азимутальне кільце; внутрішнє румбічне кільце; ний та предметний діоптри, які можуть обертатися навколо вертикальної осі :олі незалежно від кілець з градусними поділками. В нижній частині діоптрів ;міщені ноніуси, які дають змогу підвищувати точність відліків зовнішнього імутального кільця. Діоптри разом з ноніусами є одночасно візуальним та ліковим пристроєм бусолі. Магнітна стрілка оздоблена твердим каменем атом), яким вона спирається на вертикальний шпиль.

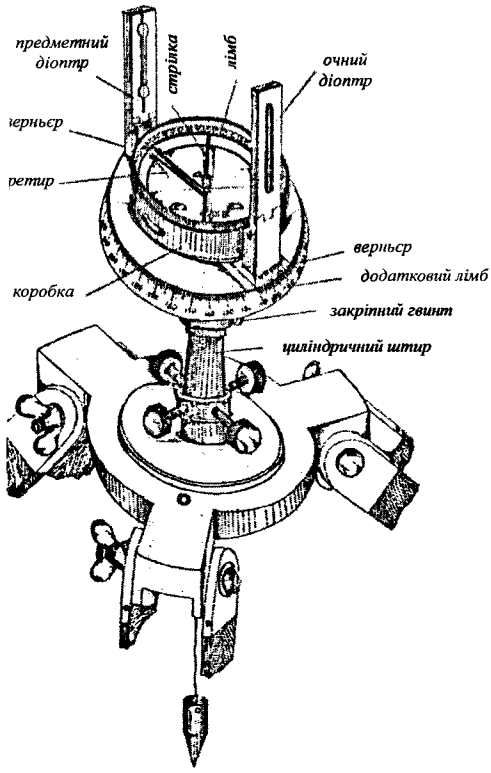


Рис. I.3.43. Польова бусоль

Перевірка бусолі

1. *Поділки кільця бусолі мають бути правильними.* Перевірку виконують циркулем-вимірником, голки якого розгортають на десять поділок; перевіряють через одну поділку вздовж всього кільця бусолі.

2. *Шпиль має бути гострим, агат – добре відшліфованим.* Якщо ці умови не виконано, стрілка, відхилена залізним предметом, не буде зупинятися на тій самій поділці, а затримуватиметься на різних поділках.

3. *Стрілка має бути добре намагнічена.* Стрілку слід намагнітити, провівши декілька разів полюсами постійного магніту по відповідних кінцях стрілки. Погано намагнічена стрілка довго не зупиняється.

4. *Стрілка має бути зрівноважена.* Якщо кільце бусолі з поділками горизонтальне, то обидва кінці стрілки мають бути розта-овані у площині кільця. В іншому разі треба врівноважити стрілку переміщен-ім муфточки, насадженої на один з кінців стрілки.

5. *Стрілка має обертатися в центрі кільця бусолі, тобто не повинно ;и ексцентриситету.* Повертають бусоль на 30 45°; відлічують обидва кінці

вільно встановленої стрілки. Умова виконується, якщо різниця всіх відліків дорівнює 180°. Середнє з відліків двох кінців стрілки не спотворене ексцентриситетом.

6. *Геометрична і магнітна осі стрілки мають збігатися.* Сучасні магнітні стрілки бусолей роблять з тонких пластинок, які встановлюють ребром на шпилі. Завдяки цьому практично уникають незбігання магнітної та геометричної осей стрілки.

7. *Площина діоптрів має бути перпендикулярна до площини кільця бусолі.* Для перевірки бусоль встановлюють горизонтально і на віддалі близько 10 м від неї підвішують нитковий висок. Площина діоптрів має збігатися з ниткою виска. Якщо ця умова не виконується прилад передають у майстерню.

8. *Нульові поділки зовнішнього (азимутального) та внутрішнього (румбічного) кілець мають міститися в одній вертикальній площині.* Повертаючи бусоль, встановлюють її так, щоб північний кінець стрілки збігався з нульовою поділкою румбічного кільця. Після цього повертають діоптри доти, доки нульова поділка верньєра під предметним діоптром не збігатиметься з нульовою поділкою азимутального кільця. Візуючи діоптрами, виставляють вертикально в їхньому створі віху на віддалі не менше ніж 20–40 м. Перевіряють, чи віха розміщена на продовженні лінії, що проходить через кінці магнітної стрілки. Перевірку бажано виконувати на горизонтальному майданчику.

I.3.23. Бусольне знімання ділянки місцевості. Ув'язування полігона графічним способом

Знімальні роботи починають із закріплення на місцевості вершин замкнутого бусольного ходу (полігона) кілками або дерев'яними стовпами. Бусоллю вимірюють прямі та зворотні магнітні азимути або румби, а мірною стрічкою – довжини всіх сторін полігона. Виконують також знімання ситуації.

Для вимірювання напрямів бусоль центрують за допомогою виска над кожною вершиною полігона. Бусоль встановлюють горизонтально. Для контролю обов'язково вимірюють прямі та зворотні азимути чи румби. Румби мають бути однакової величини в градусах, але протилежних назв (наприклад, прямий румб – *ПнС*, зворотний – *ПдЗ*), а азимути повинні відрізнятися на 180°. У градусних значеннях прямих та зворотних азимутів чи румбів можна допускати розбіжності до 20′. Якщо ж розходження більші, треба з'ясувати їх причину повторними спостереженнями. На покази магнітної стрілки можуть впливати сторонні предмети та інші чинники.

Коли в тій чи іншій точці неможливо надійно виміряти азимут або румб, вимірюють горизонтальний кут між напрямками, що виходять з точки, користуючись зовнішнім (азимутальним) кільцем бусолі та діоптрами, що повертаються незалежно від кільця. Для цього достатньо, встановивши кільце нерухомо, спрямувати діоптри на задню віху і відлічити, а потім – на передню віху і знову відлічити; різниця першого та другого відліків і буде значенням горизонтального кута у заданій вершині полігона. Враховуючи, що азимути (румби) вимірюють з точністю 15–20′, лінії полігона слід вибирати не коротшими ніж 10 м, але не довшими за 200 м, оскільки на довгих лініях буде значне спотворення в положенні на плані кінцевих точок таких ліній.

У результаті виконання бусольного знімання виконавець складає *схему,* на якій показує станції, їхні номери, назви румбів ліній ходу та їхні величини.

Після складання схеми викреслюють план знімання у заданому масштабі. Досвід показує, що найкраще план будувати за румбами, користуючись транспортиром, лінійками, трикутниками, а лінії відкладати в масштабі за допомогою поперечного масштабу та циркуля-вимірника.

Нехай бусольний хід складається з чотирьох станцій. Результати знімання записано на схемі та в польовому журналі. Приймають лівий край аркуша за напрям магнітного меридіана. Першу точку полігона наносять в довільному місці, але так, щоб план розмістився на вибраному аркуші паперу. Через точку *1* прокреслюють напрям магнітного меридіана (лінію, паралельну до лівого краю аркуша). За допомогою транспортира у точці *1* від північного кінця магнітного меридіана відкладають кут, що дорівнює румбу лінії *1-2*. Прокреслюють напрям лінії *1-2*. Довжину лінії *1-2* відкладають у заданому масштабі за допомогою поперечного масштабу та циркуля-вимірника. Отримують точку *2′*. Далі через точку *2′* прокреслюють магнітний меридіан (не враховуючи зближення меридіанів і приймаючи, що всі меридіани – паралельні). Будують румб лінії 2-3. Прокреслюють напрям *2′-3′* і відкладають у масштабі довжину лінії *2-3*. Отримують точку *3′*. Аналогічно продовжуючи побудови, одержують положення точок *4′* та *1′* (*рис. I.3.44*).

Якби знімальні польові роботи і всі креслення виконувались безпомилково, то кінець останньої лінії мав би точно збігтися з початковою точкою *1*. Оскільки виникають похибки під час вимірювань в полі та викреслювання плану, то кінець останньої лінії, зазвичай, не збігається з початковою точкою, наприклад, розміщений у точці *1′*. Отже, зімкнений на місцевості хід на плані не зімкнувся. Лінія між точками *1′* та *1* називається ***нев'язкою.*** Напрям нев'язки показано стрілкою від точки 1′ до точки *1*. Якщо нев'язка f_x викликана

накопиченням невеликих випадкових помилок, то її довжина – абсолютна величина, яку визначають графічно (за масштабом плану), не повинна перевищувати 1/300 від усього периметра ходу. Тобто

$$\frac{f_s}{P} = \frac{1}{300}. \qquad (I.3.42$$

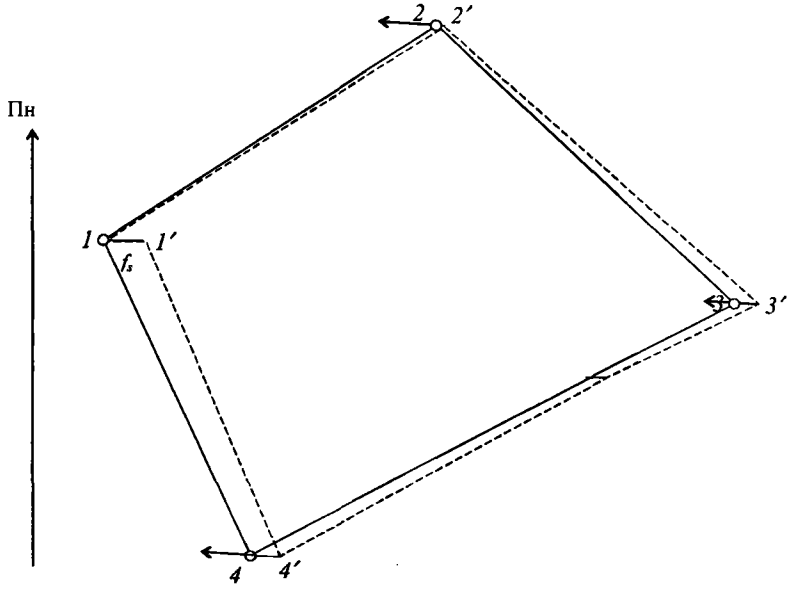


Рис. I.3.44. Побудова плану бусольного знімання

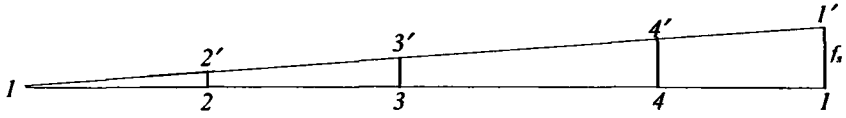


Рис. I.3.45. Розподіл лінійної нев'язки

Таку нев'язку можна розподілити пропорційно до довжин ліній. Розподіл нев'язки виконують графічно (див. *рис. I.3.45*). На прямій лінії у масштабі, в 2–4 рази меншому порівняно з масштабом плану, відкладають від точки *1* всі лінії. В результаті отримують на прямій точки *2′*, *3′*, *4′*, *1′*. Потім через ці точки будують до прямої перпендикуляри. На перпендикулярі від точки *1′* відкладають таку нев'язку f_s, такою, яка виміряна на плані. З'єднують точки *1* з вершиною перпендикуляра, що побудований в точці *1′*, нахиленою лінією. Ця

ія відсікає від прямої *1-1'* відрізки перпендикулярів, на які потрібно змістити ки *2'*, *3'*, *4'*. Залишається визначити напрями, за якими необхідно переміщати точки. Зрозуміло, що оскільки точка *1* нанесена довільно, то її положення є зпомилковим. Тому точку *1'* будемо переміщати вздовж стрілки аж до гання її з точкою *1*. Очевидно, що й інші точки слід переміщати в цьому прямку. Для цього через точки *2'*, *3'*, *4'* проводять лінії, паралельні до не-ізки f_s, і на них відкладають відрізки *2'-2"*, *3'-3"*, *4'-4"*. Ці відрізки можна зрахувати аналітично, знаючи довжини ліній та f_s. Однак їх достатньо значити графічно. Нові положення точок *2*, *3*, *4* є виправленими. Ці точки днано суцільними лініями, які утворюють зімкнутий (ув'язаний) полігон.

I.3.24. Оцінка точності результатів вимірювань

Виміряти величину – це значить порівняти її з іншою величиною, прий-гою за одиницю міри. Досвід показує, що окремі результати найретельніших аторазових вимірювань тієї самої величини відхиляються в той чи інший бік дійсного значення. Це пояснюється тим, що процес вимірювання неминуче проводжується похибками.

Отже, в результаті вимірювань спостерігач отримує не істинну величину, ише наближене значення фізичної величини.

За джерелом походження розрізняють такі види похибок:

- особисті похибки спостерігача;
- інструментальні похибки;
- похибки методу вимірювань;
- похибки за вплив зовнішнього середовища.

За характером похибки поділяють на два класи:

- грубі;
- неминучі (систематичні та випадкові).

До ***грубих похибок*** належать ті, які виникають в результаті недбалого сонання вимірювального процесу – прорахунки у вимірах, спричинені важністю спостерігача, несправністю приладу тощо. Грубі похибки ючають із результатів вимірювань, переважно повторними вимірюваннями іншою методикою.

Систематичні похибки виникають з визначеного джерела та мають значений знак та величину. Ці похибки підпорядковуються відомим тематичним законам, їх можна врахувати чи мінімізувати їх вплив. Їх можна ючити за допомогою методики.

Випадкові похибки завжди супроводжують вимірювання. Закономірності випадкових похибок проявляються в масиві вимірів та зумовлені точністю приладу, кваліфікацією спостерігача та іншими факторами. Їх вплив можна послабити, підвищуючи якість та збільшуючи кількість вимірювань, а також виконуючи належне математичне опрацювання результатів вимірювань.

Під випадковою похибкою Δ_i розуміють різницю між вимірюваним значенням випадкової величини x_i та точним значенням X, тобто

$$\Delta_i = x_i - X, \qquad (I.3.43)$$

де $i=1,2,\ldots, n$.

Властивості випадкових похибок вимірювань проявляються в масивах вимірів. Їх характеристики такі:

а) *властивість обмеженості*: випадкові похибки за абсолютним значенням для заданих умов вимірювань не перевищують визначеної межі

$$|\Delta| \le \Delta_{гр};$$

б) *властивість симетричності*: додатні та від'ємні значення похибки рівноможливі та за більшої кількості вимірювань однаково часто виникають;

в) *властивість унімодальності*: малі за абсолютним значенням випадкові похибки виникають у разі вимірювань частіше, ніж великі;

г) *властивість компенсації*: середнє арифметичне із значень випадкових похибок за нескінченного зростання кількості вимірювань прямує до нуля, тобто володіє властивістю компенсації

$$\lim_{n\to\infty}\frac{[\Delta]}{n} \to 0. \qquad (I.3.44)$$

Якщо не виконується остання властивість, то похибки відносять до систематичних.

Виконуючи вимірювання, завжди прагнуть визначити точність отриманого результату. Тому в теорії похибок встановлюються різні критерії для оцінювання точності результатів вимірювань, а саме:

- середня квадратична похибка m;
- гранична похибка $\Delta_{гр}$;
- середня похибка υ ;
- ймовірна похибка r.

Середня квадратична похибка m – це міра розсіювання результатів вимірювань навколо істинного значення вимірювальної величини. Вона є основним критерієм оцінки точності геодезичних вимірів. Якщо вимірювання

івноточні і відоме істинне значення вимірюваної величини, то середньо-
задратична похибка обчислюється за формулою Гаусса

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}, \qquad (I.3.45)$$

е $[\Delta^2] = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 + \ldots + \Delta_n^2$ – сума квадратів істинних похибок вимірювань;
– загальна кількість вимірювань.

Середня квадратична похибка має такі позитивні властивості:

• є стійким критерієм для оцінювання точності вимірювань навіть для евеликої кількості вимірів;

• найповніше характеризує якість вимірів;

• на її величину істотно впливають великі за абсолютною величиною ипадкові похибки, які й визначають якість вимірювань;

• за її величиною можна визначити середню, ймовірну та граничну охибки;

• теорія ймовірностей дає можливість встановити з яким ступенем довіри бчислена сама середня квадратична похибка

$$m_m = \frac{m}{\sqrt{2n}}. \qquad (I.3.46)$$

Для достатньо надійного визначення прийнято вважати, що кількість имірів має бути більшою за *8*, тобто $n \geq 8$.

Граничну похибку $\Delta_{гр}$ визначають для теоретичних розрахунків допусків а формулою

$$\Delta_{гр} = 3m. \qquad (I.3.47)$$

На практиці, враховуючи обмежену кількість вимірювань, приймають

$$\Delta_{гр} = 2m. \qquad (I.3.48)$$

Середня похибка υ – середнє арифметичне з абсолютних значень випад-
ових похибок знаходять за формулою

$$\upsilon = \frac{[|\Delta|]}{n}, \qquad (I.3.49)$$

е $[|\Delta|] = |\Delta_1| + |\Delta_2| + \ldots + |\Delta_n|$ – сума абсолютних значень випадкових похибок.

Середня похибка використовується для контролю середньої квадратичної охибки. За малої кількості вимірів вона є недостатньо надійною, оскільки на начення середньої похибки вплив великих за абсолютною величиною похибок незначним.

Ймовірною похибкою *r* називається таке значення випадкової похибки, коли більші чи менші за абсолютною величиною значення похибки рівноможливі. Вона лежить посередині ряду похибок, якщо їх розташувати за зростанням абсолютних значень. Ймовірна похибка використовується для контролю середньої квадратичної похибки. Недолік її в тому, що у разі великої кількості вимірів процес обчислення ймовірної похибки дуже громіздкий.

Між середньою квадратичною і ймовірною похибками існує зв'язок, який можна подати у формі наближених співвідношень:

$$\upsilon = 4/5m, \tag{I.3.50}$$

$$r = 2/3m. \tag{I.3.51}$$

Середню квадратичну, середню, ймовірну, граничну похибки називають *абсолютними.*

Відношення похибки m_s до середнього значення виміряної величини *S*, виражене дробом, у чисельнику якого одиниця, називається *відносною похибкою*

$$\frac{m_s}{S} = \frac{1}{N}, \tag{I.3.52}$$

де N – знаменник.

Арифметична середина та її властивості.

Відомо, що найнадійнішим (ймовірним) значенням багаторазово виміряної величини S є середнє арифметичне із результатів вимірювань або проста арифметична середина

$$S_0 = \frac{[S_i]}{n}. \tag{I.3.53}$$

Це пояснюється такими її властивостями:

- Якщо кількість вимірів велика, середнє арифметичне прямує до істинного значення

$$\lim_{n\to\infty} \frac{[S_i]}{n} \to S_{icm}. \tag{I.3.54}$$

- Сума відхилень виміряних значень S_i від середнього арифметичного S_o дорівнює нулю

$$[v] = 0, \tag{I.3.55}$$

де $v_i = S_o - S_i$.

Коли вимірювання рівноточні і за найімовірніше значення виміряної величини приймають середнє арифметичне, *середню квадратичну похибку одного вимірювання* m_S визначають за формулою Бесселя

$$m_S = \sqrt{\frac{\left[v_i^2\right]}{n-1}}, \qquad (I.3.56)$$

е v_i – відхилення окремих вимірів від середнього арифметичного; n – кількість имірів.

Середню квадратичну похибку M_S арифметичної середини обчислюють ı формулою

$$M_S = \frac{m_S}{\sqrt{n}}. \qquad (I.3.57)$$

Середньовагове та його властивості.

Якщо вимірювання нерівноточні, тобто мають різні середні квадратичні охибки, то кожен вимір характеризує спеціальна величина – вага. ***Вага*** – це гупінь довіри доданого результату вимірювання. Тоді ймовірним (найнайінішим) значенням виміряної величини буде середньовагове або загальна рифметична середина, яка визначається за формулою

$$S_0 = \frac{\left[S_i \cdot P_i\right]}{\left[P_i\right]} = \frac{S_1 \cdot P_1 + S_2 \cdot P_2 + \ldots + \beta_n \cdot P_n}{P_1 + P_2 + \ldots + P_n}, \qquad (I.3.58)$$

е S_i – результати вимірів деякої величини; P_i – відповідні їм ваги.

Середньовагове має такі властивості:

- За великої кількості вимірів середнє вагове прямує до істинного начення

$$\lim_{n \to \infty} S_0 \to S_{icm}. \qquad (I.3.59)$$

- Сума добутків ваг на відхилення виміряних значень від середнього агового дорівнює нулю

$$[P_i v_i] = 0. \qquad (I.3.60)$$

Середні квадратичні похибки M результатів вимірювання загальної рифметичної середини визначають за формулою

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{\left[P_i\right]}}, \qquad (I.3.61)$$

це μ – похибка одиниці ваги за відхилення від загальної арифметичної середини.

Отже, коли вимірювання нерівноточні, найіймовірніше значення виміяної величини обчислюють як середнє вагове, а середню квадратичну похибку m_s одного виміру визначають за формулою

$$\mu_S = \sqrt{\frac{\left[P_i v_i^2\right]}{n-1}}, \qquad (I.3.62)$$

де v_i – відхилення окремих вимірів від середнього вагового; P_i – ваги вимірів; n – кількість вимірів.

Середня квадратична похибка функції.

На практиці і під час теоретичних досліджень потрібно оцінити точність функції, якщо відома точність її аргументів. Середня квадратична похибка m_z функції вигляду $z = f(x, y, t)$ обчислюється з виразу

$$m_z = \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)^2 m_t^2}, \qquad (I.3.63)$$

де $\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right), \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right), \left(\frac{\partial f}{\partial t}\right)$ – часткові похідні функції за значеннями аргументів; m_x, m_y, m_t – відповідно середні квадратичні похибки аргументів.

Якщо вимірювання рівноточні, тобто аргументи мають однакові середньоквадратичні похибки, то середня квадратична похибка функції визначається із виразу

$$m_z = m\sqrt{n}. \qquad (I.3.64)$$

Отже, систематична похибка зростає пропорційно до кількості аргументів, а середньоквадратична зростає повільніше, пропорційно до $\sqrt{n}$.

РОЗДІЛ II. ГОРИЗОНТАЛЬНЕ ЗНІМАННЯ

II.1. Теодоліт. Будова та перевірки

II.1.1. Принцип вимірювання горизонтального кута

Під час виконання топографічних робіт потрібно виконувати кутові ви-
ювання. До того ж необхідно знати ортогональні проекції виміряних на міс-
ості кутів на рівневу поверхню, яку вважатимемо горизонтальною площиною.

Нехай три точки A, B, C місцевості розташовані на різних висотах (*рис.*
.1). Проведемо через них площину. Вона буде нахиленою. З'єднаємо точку B
очками A і C. Тоді в нахиленій площині отримаємо кут місцевості $ABC = \beta'$.
оте нам потрібно знати не кут ABC, а його ортогональну проекцію на
изонтальну площину H. Щоб одержати ортогональну проекцію цього кута,
бхідно через сторони BC та BA провести прямовисні площини Q та T.
етин цих площин з горизонтальною площиною H дасть горизонтальний
$a\,вс = \beta$, який і потрібно виміряти. Кут *авс* є мірою двогранного кута,
ореного двома вертикальними площинами Q і T. Для вимірювання кута *авс*
ребрі DB можна взяти будь-яку точку, наприклад *в'*, провести через цю точку
изонтальну площину і на ній побудувати коло довільного радіуса. Радіуси
в'а' і *в'с'* цього кола, що лежать у площинах Q і T, утворюють кут *а'в'с'*, який дорівнює горизонтальному куту *авс*, а кількість градусів та частки градуса у дузі *а'с'* є величиною цього кута.

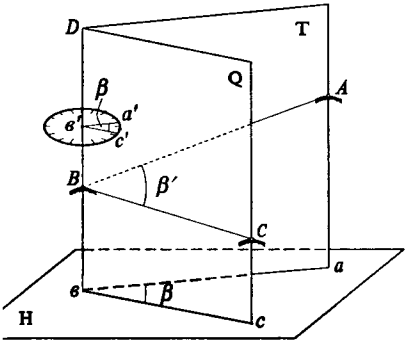


Рис. II.1.1. До вимірювання ортогональної проекції горизонтального кута

Отже, для вимірювання градусної величини ортогональних (горизонтальних) проекцій кутів місцевості потрібен прилад, оснащений ***кругом з градусними поділками***. Площину цього круга під час вимірювань необхідно встановлювати горизонтально (паралельно до рівневої поверхні H), а центр круга *в'* сумістити з ребром DB, тобто встановити точку *в'* на одній прямовисній лінії з точкою B
цевості. Такий градуйований круг називають ***лімбом***. Крім того, в приладі має
и рухома вертикальна площина, яка перпендикулярна до площини лімба і
ходить через центр лімба *в'*. Така рухома вертикальна площина називається
рною.

Для створення візирної площини зазвичай використовують зорову трубу, яка, повертаючись навколо власної горизонтальної осі, описує вертикальну площину. Зорову трубу за допомогою її підставок скріплюють з іншим кругом, що повертається навколо вертикальної осі, яка проходить через центр лімба. Цей круг називають ***алідадою***. Слово ***алідада*** в перекладі з грецької означає лінійка. Повертаючи алідаду в горизонтальній площині (коли лімб нерухомий), можна суміщати рухому вертикальну площину з площинами Q і T, а в ці моменти фіксувати на лімбі початок і кінець дуги $a'c'$. Такий фіксувальний пристрій (найпростіший – це штрих на алідаді, що займає певне положення між градусними штрихами лімба) називається ***відліковим пристроєм***. Він дає змогу відлічувати лімб в точках a' і c'. Різниця цих відліків, тобто $c'-a'$, дає значення кута $a'в'c'$, яке дорівнює горизонтальному куту *авс*. На цьому принципі ґрунтується будова приладу, який називають ***теодолітом***.

Оскільки центр лімба теодоліта встановлюють над вершиною вимірюваного кута, то допоміжними частинами теодоліта є штатив та центрир.

Для встановлення осі обертання лімба та алідади в прямовисне положення, а площини лімба і алідади в горизонтальне положення використовують рівні.

У наш час теодоліти обов'язково мають вертикальні круги для вимірювання вертикальних кутів (кутів нахилу).

II.1.2. Принципова схема теодоліта

Схема конструкції теодоліта показана на *рис. II.1.2*. Теодоліт встановлюють на підставку, яка має три підіймальні гвинти. Підставка, своєю чергою, за допомогою станового гвинта кріпиться до головки штатива. В середину втулки підставки встановлюється порожниста вісь лімба, а в неї – вісь алідади.

Лімб – горизонтальний круг з градусними поділками. Алідада – також горизонтальний круг, що має один або два діаметрально розташовані штрихи індекси, які дають змогу відлічувати шкалу лімба, тобто визначати положення алідади відносно лімба.

На алідаді закріплені дві колонки, на які кріпиться горизонтальна вісь обертання зорової труби. На цю ж вісь насаджений вертикальний круг, за допомогою якого вимірюють вертикальні кути.

Розглянемо детальніше будову та призначення основних вузлів та частин теодоліта.

1. ***Підставка теодоліта*** є основою для монтажу всіх вузлів і складається з підставки (*рис. II.1.2*) та трьох підіймальних гвинтів, за допомогою яких вісь обертання приладу ZZ_1 встановлюють прямовисно.

2. ***Вертикальна вісь обертання теодоліта*** ZZ_1 повинна бути спільною я лімба й алідади. Вона об'єднує алідадну частину приладу з горизонтальним угом і підставкою, а також забезпечує обертання алідади та лімба навколо осі Z_1. За головну вісь теодоліта приймають вертикальну вісь обертання алідади.

3. ***Горизонтальний кутомірний круг*** (лімб) має рівномірну шкалу адусних або градових поділок і їх частин, за якою відлічують положення рямків на предмети місцевості відносно нульової поділки шкали лімба. що горизонтальний круг нерухомо скріплений з підставкою, то теодоліт зиваються ***простим***. Теодоліти, лімби яких, як і алідадні круги, мають кріплювальний та навідний гвинти, називаються ***повторювальними***. Зорові би таких теодолітів можна точно наводити на предмети місцевості, ертаючи лімб скріплений з алідадою, або тільки алідаду.

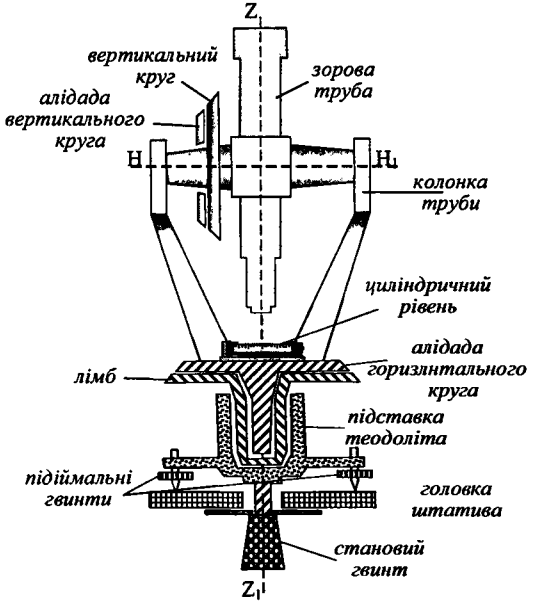


Рис. II.1.2. Принципова схема будови теодоліта

4. ***Алідада***, як уже зазначалось, має два діаметрально розташовані штрихи – ь – пункти (індекси), положення яких фіксується відліками шкали лімба під наведення (візування) труби на предмети місцевості. Звичайно нуль-пункти ідади зміщені відносно лінії візування на деякий постійний кут, що не має інципового значення під час вимірювання горизонтальних кутів. Алідада в'язково має закріплювально-навідний пристрій, який забезпечує точне вання зорової труби на предмети місцевості.

Циліндричний рівень при алідаді горизонтального круга призначений для того, щоб встановити вертикальну вісь обертання приладу прямовисно.

Зорова (візирна) ***труба*** наглухо скріплена з горизонтальною віссю обертання HH_1. Візирна вісь труби (під час повертання алідади навколо вертикальної осі, а труби – навколо горизонтальної осі) описує рухомі вертикальні площини, з якими суміщаються предмети місцевості під час вимірювання горизонтальних кутів.

Вертикальний кутомірний круг, як і візирна труба, наглухо скріплений з горизонтальною віссю обертання труби. Вертикальний круг має рівномірну градусну шкалу, за допомогою якої вимірюють вертикальні кути.

Допоміжними приладами теодоліта є: бусоль, штатив, нитковий або оптичний центрир, пакувальний футляр, прилади, необхідні для юстування теодоліта та технічного догляду за ним.

Для вимірювання горизонтальних та вертикальних кутів розташування окремих вузлів та частин теодоліта має відповідати таким геометричним умовам:

– площина горизонтального круга повинна бути перпендикулярна до головної (вертикальної) осі теодоліта;

– вісь циліндричного рівня (дотична в нуль-пункті рівня) має бути перпендикулярною до головної осі приладу;

– візирна вісь теодоліта (лінія візування) повинна бути перпендикулярною до горизонтальної осі обертання зорової труби;

– вісь обертання зорової труби повинна бути перпендикулярна до головної осі обертання теодоліта;

– площина вертикального круга повинна бути перпендикулярною до горизонтальної осі обертання зорової труби;

– положення лінії, що з'єднує нуль-пункти алідади вертикального круга, повинно бути постійним відносно прямовисної лінії.

Невиконання або неточне виконання цих умов призведе до того, що виміряні кути будуть помилковими.

II.1.3. Головні характеристики та класифікація кутомірних приладів

Головними характеристиками кутомірних приладів є:

– діаметр горизонтального круга (лімба) і ціна його найменшої поділки;

– діаметр вертикального круга і ціна його найменшої поділки;

діаметр об'єктива зорової труби, збільшення, фокусна віддаль, поле яскравість зображення, які дає труба;

ціна поділки циліндричного рівня, за допомогою якого головну вісь та встановлюють прямовисно;

вага та габарити приладу.

утомірні прилади можна класифікувати за призначенням:

. Теодоліти, призначені для вимірювання горизонтальних кутів. Верти- круги таких приладів або мають значно меншу точність порівняно з італьними, або відсутні.

. Вертикальні круги – для вимірювання вертикальних кутів. Гори- ні круги таких приладів мають незначну точність. Використовують альні круги тільки в астрономічних спостереженнях.

. В універсальних приладах однакова точність горизонтального та ального кругів. Тому приладові похибки вимірювання горизонтальних та альних кутів цими приладами рівні. Універсальними називають тільки точні прилади, призначені для астрономічних спостережень.

. Теодоліти-тахеометри. У таких приладах однакова точність гори- ьних і вертикальних кругів, їх зорові труби переводяться через зеніт і ані пристроями для віддалемірних вимірів. Широко застосовуються в афічних та геодезичних роботах. Часто їх називають одним словом – етри.

. Гіротеодоліти. Слугують для визначення на місцевості напряму ого меридіана та азимутів земних предметів.

. Електронні теодоліти. Процес вимірювання кутів такими приладами тизований. Значення відліку висвічується на дисплеї.

. Електронні тахеометри. Автоматизовані оптико-електронні прилади, які ють за заданими програмами і дають змогу вимірювати горизонтальні, альні кути, віддалі або просторові координати пунктів, що спостерігають, висоти.

. До кутомірних приладів належать також бусолі, екліметри, екери, ортири, призначення яких розглянуто раніше.

еодоліти за конструктивними особливостями поділяються на:

- механічні – мають металеві горизонтальні та вертикальні вимірю- круги;
- оптичні, вимірювальні круги яких скляні. Нанесення штрихів на е скло дає можливість за допомогою лінз та призм передавати ення цих штрихів у поле зору відлікових пристроїв;
- кодові, градусні вимірювальні круги яких також скляні, а кругові таких теодолітів замінені умовними (кодовими) знаками, що дає змогу тизувати процес вимірювання кутів.

Однак найважливішою є класифікація теодолітів за точністю. Теодоліти за точністю поділяють на три класи:

– високоточні (можна вимірювати горизонтальний кут одним прийомом з точністю $0{,}5'' \div 1{,}0''$);

– точні (дають змогу вимірювати горизонтальний кут одним прийомом з точністю $2{,}0'' \div 10{,}0''$);

– технічні (можна вимірювати горизонтальний кут одним прийомом з точністю $15'' \div 30''$).

Високоточні теодоліти.

Теодоліт тріангуляційний ТТ-$2''/6''$, точність відлікового пристрою горизонтального круга якого $2''$, вертикального круга – $6''$.

Оптичний теодоліт Т05, відліковий пристрій якого спільний для обох кругів і має точність $0{,}5''$.

Оптичний теодоліт ОТ-02, відліковий пристрій якого теж спільний для обох кругів, а ціна поділки шкали відлікового пристрою (оптичного мікрометра) становить $0{,}2''$ (у модернізованого ОТ-02М – $0{,}5''$).

Оптичний теодоліт Т1, ціна поділки відлікового пристрою (оптичного мікрометра) якого – $1''$. Призначений для астрономічних спостережень.

Точні теодоліти.

Оптичні теодоліти ОТС, ТБ-1, Т2. Мають шкалу оптичного мікрометра $1''$. Оптичні теодоліти Т2 є покращеною конструкцією теодоліта ТБ-1. Теодоліти Т2 стали основою для подальших вдосконалень.

Оптичний теодоліт 2Т2КП – з компенсатором і прямим зображенням.

Оптичні теодоліти 3Т, а також 3Т2КП.

Оптичні теодоліти Т5, Т5К, 2Т5, 2Т5К, 3Т5КП.

Технічні теодоліти.

Оптичні теодоліти Т15, Т15К, 4Т15П;

Оптичні теодоліти Т30 – зі штриховим мікроскопом, Т30К – зі штриховим мікроскопом та компенсатором.

Оптичні теодоліти 2Т-30, 2Т-30К, 2Т-30КП, 4Т30КП, 4Т30П10 – усі зі шкаловими мікроскопами (К – компенсатор; П – пряме зображення). Ціна поділки шкали – $5'$, тільки в теодоліта 4Т30П10 – $1'$.

Оптичні теодоліти Т-60. Ціна поділки шкали – $1'$.

Компенсатори – це автоматичні пристрої, що замінюють циліндричні рівні при алідаді вертикального круга й автоматично встановлюють пряму, що проходить через нуль-пункти алідади, перпендикулярно до прямовисної лінії. Компенсатор звільняє спостерігача від необхідності приводити бульбашку циліндричного рівня на середину його шкали перед кожним відлічуванням вертикального круга.

Наведені вище марки теодолітів випускали в СРСР. Деякі з них сьогодні ›обляють в Російській Федерації. В Україні також використовуються ›доліти багатьох іноземних фірм: Carl Zeiss (Німеччина), Sokkia, Topcon ıонія), Trimble (США), Leica (Швейцарія) та інші.

II.1.4. Штрихові та шкалові мікроскопи

Відліком називають величину відрізка або дуги між нульовим штрихом :али та індексом (нуль-пунктом), що дотикається до шкали або проектується неї (*рис. II.1.3*).

Зазвичай індекс не збігається з будь-яким штрихом лімба. Саме для ıного визначення дробової частки шкали призначені ***відлікові пристрої***. ни дають збільшене зображення поділок шкал. Тому обов'язковими їхніми :тинами є лупи або частіше мікроскопи.

Мікроскопи мають об'єктив, окуляр та скляну пластинку з індексом (одм штрихом) або шкалою, нанесеною на цю пластинку. Пластинку закріпıють в задньому фокусі об'єктива мікроскопа, тобто в площині збільшення ›раження поділок лімба, що дає об'єктив мікроскопа. Якщо на скляній астинці нанесено один штрих, то це штриховий мікроскоп, а якщо шкалу – :аловий мікроскоп.

Розглянемо, як відлічують штриховим мікроскопом.

На *рис. II.1.3* показано зображення частини шкали лімба з нуль-пунктом, › нанесений на скляній пластинці. Відлік лімба S для такого відлікового истрою можна записати формулою

$$S = (N + x) \cdot \lambda = N \cdot \lambda + x \cdot \lambda , \qquad (II.1.1)$$

N – кількість цілих поділок шкали лімба між нульовим штрихом та нульнктом; x – дробова частина шкали лімба; λ – ціна найменшої поділки шкали ıба. Величина x невідома і її визначають окомірно.

На *рис. II.1.3* $\lambda = 1^\circ$, $N = 7$, $x = 0{,}7$. Отже, числове значення відліку згідно з .1.1) дорівнює

$$S = 7 \cdot 1^\circ + 0{,}7 \cdot 1^\circ = 7^\circ 42' .$$

Далі розглянемо, як відлічують шкалу лімба шкаловим мікроскопом *ис. II.1.4*).

У шкаловому мікроскопі на скляній пластинці нанесено шкалу. Ширина :али повинна бути такою ж, як і найменша поділка лімба λ. Тоді ціну поділки :али мікроскопа μ можна обчислити як

$$\mu = \frac{\lambda}{m} , \qquad (II.1.2)$$

m – кількість поділок на шкалі.

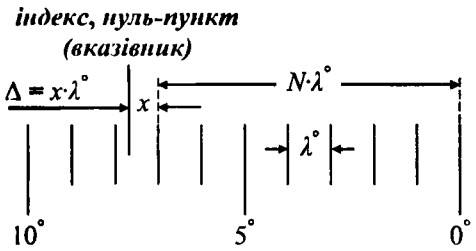


Рис. II.1.3. Відлік лімба S штриховим мікроскопом: $S = (N+x)\lambda° = N\cdot\lambda° + x\cdot\lambda°$

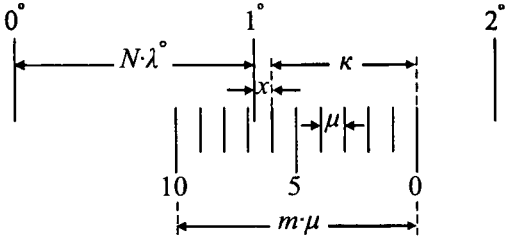


Рис. II.1.4. Відлік лімба S шкаловим мікроскопом: $S = N\cdot\lambda° + к\cdot\mu + x\cdot\mu$

Згідно з *рис. II.1.4* формулу відліку шкаловим мікроскопом можна записати так:

$$S = N\cdot\lambda + k\cdot\mu + x\cdot\mu, \qquad (II.1.3)$$

де N – кількість поділок лімба; k – кількість цілих поділок шкали, які утворюють відлік; x – дробова частина поділки шкали.

На *рис. II.1.4* подано приклад відліку шкаловим мікроскопом: $N = 1$, $\lambda = 1°$, $k = 6$, $\mu = 0{,}1° = 6'$, $x = 0{,}7$ (частка поділки визначена окомірно).

Отримаємо результат:

$$S = 1\cdot 1° + 6\cdot 6' + 0{,}7\cdot 6' = 1° + 36' + 4{,}2' = 1°40{,}2'.$$

Відлікові пристрої оптичних теодолітів можна класифікувати на:

1. Штрихові мікроскопи.
2. Шкалові мікроскопи.
3. Мікроскопи з гвинтовими мікрометрами.
4. Односторонні оптичні мікрометри.
5. Двосторонні оптичні мікрометри.

Штрихові і шкалові мікроскопи є переважно в технічних теодолітах. Штрихові мікроскопи підвищують точність відліку тільки завдяки значному збільшенню мікроскопом поділок шкали; шкалові – ще і завдяки поділу цією шкалою найменшої поділки лімба на частини.

Відлікові пристрої 3–5 є в точних та високоточних оптичних теодолітах, які вивчають у курсі "Геодезія". Усі ці пристрої вимагають від спостерігача уміння відлічувати градусні, мінутні та секундні шкали. Тому неминучі похибки відліків, пов'язані з людським чинником. У цьому недолік таких пристроїв.

Сучасні електронні тахеометри обладнані відліковими пристроями, які дають змогу автоматично реєструвати результати вимірювань і висвічують їх на електронному табло (дисплеї). Ці відліки можна записувати в електронну пам'ять мікропроцесора приладу для подальшого опрацювання. В наступних розділах ознайомимося з такими теодолітами та відліковими пристроями.

II.1.5. Будова зорових труб

Винайдена Кеплером зорова труба, як і мікроскоп, має окуляр та об'єктив. нність тільки в тому, що зоровою трубою розглядають віддалені предмети, а копом – предмети, розташовані від об'єктива мікроскопа на віддалі, більшій о фокусну віддаль, але меншій від подвійної його фокусної віддалі.

Хід променів у трубі Кеплера показано на *рис. II.1.5*. Об'єктив дає ження *ав* предмета *AB* – дійсне, обернене і зменшене, а окуляр збільшує це ження. Зображення *а'в'*, яке дає окуляр, буде уявним відносно предмета *AB*.

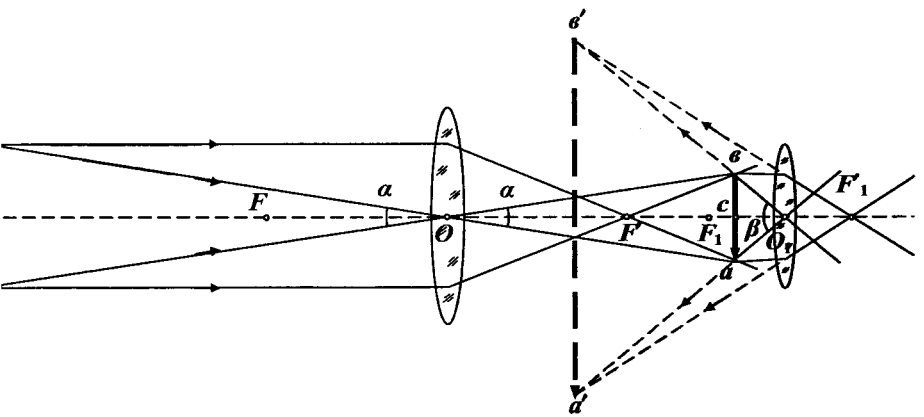


Рис. II.1.5. Хід променів у зоровій трубі із зовнішнім фокусуванням

Коли в трубу розглядають далекі предмети, задній фокус об'єктива F' і ній фокус окуляра F_1 практично збігаються. На *рис. II.1.5* їх показано а точками.

Таку систему лінз називають ***телескопічною***. Труби, що дають обернене ження предмета, як труба Кеплера, називають ***астрономічними*** трубами. в трубу помістити ще одну лінзу, то можна отримати пряме зображення. труби називають ***земними***.

Зі зміною віддалі від предмета до об'єктива зображення *ав*, яке дає ив, також повинно переміщатися відносно об'єктива, тому і окуляр бно відповідно переміщати під час фокусування труби. Для цього об'єктив ляр закріплені кожний в окремий циліндр, а циліндри вставлені один в ій. Ці два циліндри відповідно називають об'єктивним та окулярним ами. Для зручності переміщень окулярного коліна це робиться за могою зубчатки та шестерні (гвинта кремальєри), показаних на *рис. II.1.6*.

Зрозуміло, що під час фокусування труби Кеплера її довжина змінюється. Такі зорові труби називають трубами із зовнішнім фокусуванням.

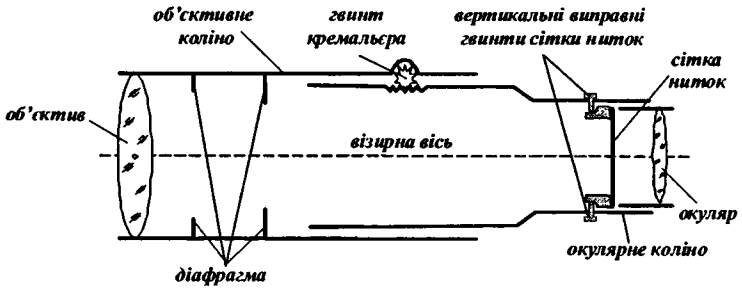


Рис. II.1.6. Будова зорової труби із зовнішнім фокусуванням

Труби із зовнішнім фокусуванням, а також такі, об'єктивами та окулярами в яких є поодинокі лінзи, мають деякі недоліки. Тому в наш час випускають труби з внутрішнім фокусуванням і зі складними об'єктивами та окулярами, тобто такими, що складаються з декількох лінз.

Однак перед тим, як розглядати будову сучасних зорових труб, ознайомимось з деякими параметрами, деталями будови та недоліками труб Кеплера.

II.1.6. Збільшення зорової труби

Одним з важливих параметрів труб є видиме кутове збільшення. ***Видимим кутовим збільшенням зорової труби*** υ називають відношення кута, під яким видно предмет у трубу, до кута, під яким видно предмет неозброєним оком. Для простоти розрахунків (див. *рис. II.1.5*) допустимо, що під час розглядання предмета неозброєним оком око розміщене в точці O і предмет AB видно під кутом α. Під час розглядання зображення $a'в'$ око в точці O_1. Кут, під яким видно зображення предмета в трубі, дорівнює β. Тому, відповідно до визначення збільшення, можна записати

$$\upsilon = \frac{\beta}{\alpha}. \qquad \text{(II.1.4)}$$

Як видно з *рис. II.1.5* $tg\frac{\beta}{2} = \frac{ac}{O_1c}$, а $tg\frac{\alpha}{2} = \frac{ac}{Oc}$.

Запишемо відношення тангенсів $\frac{tg\frac{\beta}{2}}{tg\frac{\alpha}{2}} = \frac{\frac{ac}{O_1c}}{\frac{ac}{Oc}} = \frac{Oc}{O_1c}$. Оскільки кути α і β – малі, то можна прийняти, що їхні тангенси дорівнюють значенням кутів.

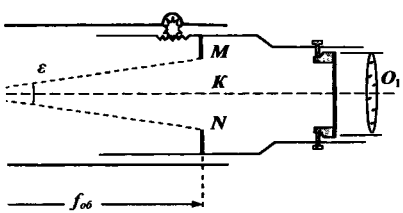
Тоді матимемо $\upsilon = \frac{Oc}{O_1c}$.

Якщо предмет значно віддалений від труби, то точка *c* (*рис. II.1.5*) близько кусів F' об'єктива та F_1 окуляра і тому можна прийняти $Oc = f_{об}$, а $f_{ок}$, де $f_{об}$ і $f_{ок}$ – фокусні віддалі об'єктива та окуляра відповідно. Так ктично

$$\upsilon = \frac{f_{об}}{f_{ок}}. \qquad (II.1.5)$$

Отже, для того щоб труба мала велике збільшення, потрібно робити иви довгофокусними, а окуляри – короткофокусними.

II.1.7. Поле зору труби



.1.7. Кут поля зору зорової труби

Другою важливою властивістю труби є те, що вона може, якщо встановлена нерухомо, давати більший чи менший простір для огляду. Простір, який можна бачити в трубу, закріплену нерухомо, називається ***полем зору***. Розмір поля зору труби визначається діаметром кільця *MN* (*рис. II.1.7*), яке називається ***діафрагмою***. Воно розміщене там, де розміщене ення предмета, яке дає об'єктив, тобто в задньому фокусі об'єктива. діафрагми роблять діаметром *a*, не більшим, ніж $2/3a_{ок}$. Тобто

$$a = \frac{2}{3} f_{ок}. \qquad (II.1.6)$$

ображення частини місцевості, яку видно в трубі біля країв діафрагми, же спотворене. Безпосередньо з *рис. II. 1.7* маємо

$$tg\frac{\varepsilon}{2} = \frac{a}{2f_{об}}. \qquad (II.1.7)$$

раховуючи (II.1.6), запишемо

$$tg\frac{\varepsilon}{2} = \frac{1}{3}\frac{f_{ок}}{f_{об}}. \qquad (II.1.8)$$

кщо взяти до уваги ще й (II.1.5), то отримаємо

$$tg\frac{\varepsilon}{2} = \frac{1}{3}\frac{1}{\upsilon}. \qquad (II.1.9)$$

скільки кут $\varepsilon/2$ – малий, то

$$\frac{\varepsilon^\circ}{\rho^\circ} = \frac{2}{3\upsilon}.$$

Враховуючи, що $\rho^{\circ} = 57{,}3^{\circ}$, матимемо

$$\varepsilon^{\circ} = \frac{2\rho^{\circ}}{3\upsilon} = \frac{38{,}2^{\circ}}{\upsilon}. \qquad (II.1.10)$$

З останньої формули видно: чим більше збільшення зорової труби υ, тим менше її поле зору ε. Якщо поле зору мале, важко наводити зорову трубу на предмет. Тому, наприклад, в телескопах ставлять труби-шукачі (з малим збільшенням). Спочатку трубу-шукач наводять точно на зірку, а потім розглядають зірку в телескоп.

II.1.8. Яскравість зображення предметів, яке передається зоровою трубою

Зображення предмета на сітківці ока займає деяку площу, на яку розподіляється вся кількість світлової енергії, що надходить від предмета в око. Світлову енергію (силу світла), що потрапляє на площу 1 мм^2 зображення предмета на сітківці ока за 1 с, називають ***яскравістю зображення i.***

Хоча кількість енергії q, що потрапляє в око за 1 с, не відома, проте вона залежить від площі зіниці, радіус якої позначимо *r*. Тоді

$$q = \tau \pi r^2, \qquad (II.1.11)$$

де τ – коефіцієнт пропорційності.

Якщо зображення предмета на сітківці ока має площу *S*, то, відповідно до визначення яскравості, можемо записати

$$i = \frac{q}{S} = \frac{\tau \cdot \pi \cdot r^2}{S}. \qquad (II.1.12)$$

Коли предмет розглядають трубою зі збільшенням υ разів, то площа зображення предмета на сітківці ока буде збільшена в υ^2 разів. Проте тепер кількість енергії, що потрапляє в око, залежить не від площі зіниці, а від площі світлового отвору об'єктива труби. Крім того, частина світлової енергії поглинається лінзами труби. Проходить приблизно 85 % енергії. Тепер новий коефіцієнт пропорційності дорівнює $0{,}85\tau$. Тобто нова кількість світлової енергії, що потрапляє в око за 1 с через трубу, буде

$$Q = 0{,}85\tau \pi R^2, \qquad (II.1.13)$$

де *R* – радіус світлового отвору об'єктива.

Яскравість зображення, що дає труба, становить

$$I = \frac{Q}{S \cdot \upsilon^2} = \frac{0{,}85 \cdot \tau \cdot \pi \cdot R^2}{S \cdot \upsilon^2}. \qquad (II.1.14)$$

Оскільки косфіцієнт τ зазвичай невідомий, то за формулами (II.1.12) та 4) неможливо визначити абсолютну яскравість. Тому перейдемо до сної яскравості

$$\frac{I}{i}=\frac{\dfrac{0{,}85\cdot\tau\cdot\pi\cdot R^2}{S\cdot\upsilon^2}}{\dfrac{\tau\cdot\pi\cdot r^2}{S}}=\frac{0{,}85\cdot\tau\cdot\pi\cdot R^2\cdot S}{S\cdot\upsilon^2\cdot\tau\cdot\pi\cdot r^2}=\frac{0{,}85\cdot R^2}{\upsilon^2\cdot r^2}, \qquad \text{(II.1.15)}$$

$$\frac{I}{i}=\frac{0{,}85\cdot D^2}{\upsilon^2\cdot d^2}, \qquad \text{(II.1.16)}$$

) і d – відповідно діаметри об'єктива та зіниці ока. Таке відношення вається відносною яскравістю. Як видно, з формули (II.1.16), відносна авість зображення прямо пропорційна до квадрата діаметра об'єктива та нено пропорційна до квадрата збільшення труби. Тобто виникає небажана ечність між відносною яскравістю та збільшенням зорової труби. Добрі и з великим збільшенням дають недостатньо яскраве зображення. Щоб снути цього, необхідно збільшувати не тільки діаметр об'єктива, а й фіцієнт пропускання світла оптичної системи.

Академік Гребєнщиков [18] розробив ефективний метод зниження втрати лового потоку – ***просвітлення оптики***. Суть методу полягає в тому, що омлювальні поверхні лінз покриті тонким прошарком з показником омлення, меншим за показник заломлення скла. Покриття у відбитому світлі фіолетове забарвлення.

Фізичний зміст методу полягає в тому, що світловий потік, відбитий від х поверхонь прошарку, внаслідок інтерференції, взаємно гаситься, і вся глова енергія спрямовується через поверхні заломлення.

У непросвітленій оптиці на кожній лінзі втрачається приблизно 5 % глової енергії, тобто проходить 95 %. Якщо, наприклад, маємо 10 лінз, то опускання світла буде $0{,}95^{10}$ = 0,60. Отже, через зорову трубу пройде тільки % енергії, яка потрапила на об'єктив.

Просвітлення оптики зменшує втрати світла з 5 % до 1 %. Отже, ефіцієнт пропускання світла (яке проходить через десять заломлювальних верхонь) буде: $0{,}99^{10}$ = 0,90, тобто 90 %. Маємо підвищення пропускання тла з 60 % до 90 %. В наш час випускають тільки зорові труби з освітленою оптикою.

Оскільки у зорових трубах, які використовують у геодезії, топографії, сто збільшення становить $\upsilon \approx 20^{\times}$, то поле зору зорової труби приблизно 2°. ія точного наведення труби на будь-яку точку місцевості в діафрагмі мон- ють так звану ***сітку ниток***. Найпростіша сітка ниток – це дві взаємно перпен-

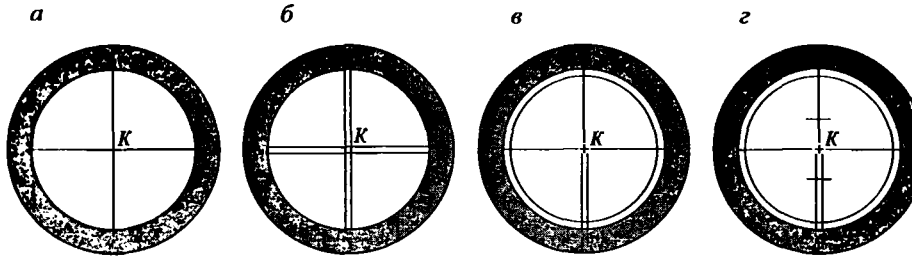


Рис. II.1.8. Сітки ниток

дикулярні лінії, вигравірувані на тонкій скляній пластинці (*рис. II.1.8, а*). Лінія, що з'єднує перетин сітки ниток та оптичний центр об'єктива, і є ***лінією візування*** (***візирною лінією***). Бувають сітки з двома паралельними нитками, близькими одна до одної (*рис. II.1.8, б*), або комбінація ниток і бісектора (*рис. II.1.8, в*), а також сітки з віддалемірними штрихами (*рис. II.1.8, г*). Для правильного встановлення візирної осі кільце діафрагми разом з сіткою ниток можна переміщати за допомогою гвинтів $\upsilon_1, \upsilon_2, \upsilon_3, \upsilon_4$ у горизонтальному та вертикальному напрямках (*рис. II.1.9*).

Якщо ж попустити гвинт υ_5, то можна повернути діафрагму та сітку навколо осі. Це дає змогу встановити одну нитку сітки точно горизонтально, а другу вертикально.

II.1.9. Недоліки простих лінз. Сферична та хроматична аберації

Зображення предметів, що дають поодинокі лінзи, має деякі недоліки, навіть якщо лінзи виготовлені з якісного оптичного скла, а їхня поверхня не має відхилень від певного радіуса. До цих недоліків належать сферична і хроматична аберація, кома, астигматизм, дисторсія.

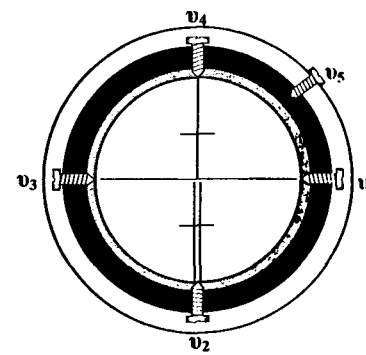


Рис. II.1.9. Встановлення сітки ниток

Обидві аберації діють навіть тоді, коли зображення розташовані на головній оптичній осі зорової труби. Інші спотворення діють на краях поля зору і значно відсікаються діафрагмою. Тому розглянемо тільки дію аберацій.

Сферична аберація проявляється тим, що з пучка променів, які йдуть паралельно до головної оптичної осі, центральні промені, пройшовши через лінзи, перетинаються в точці $F_ц$ (*рис. II.1.10*), а бокові промені в точці

ближче до лінзи. Віддаль $F_бF_ц$, яку ми позначимо $\Delta f_{сф}$, називається ***овжньою сферичною аберацією***. Якщо в точці $F_ц$ помістити екран, то на лу замість точки утвориться нечітке, світле коло. Діаметр Z цього кола ачає міру поперечної сферичної аберації. Можна підібрати таку систему , для якої сферична аберація відсутня. Така система лінз називається ***анатичною***.

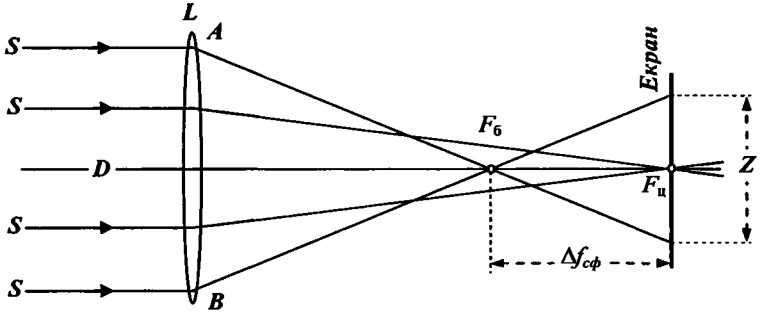


Рис. II.1.10. Сферична аберація

Хроматична аберація проявляється тим, що під час заломлення пучка оменів білого кольору в сферичному склі промені різних кольорів мають не заломлення. У випуклій лінзі ближче до оптичного центра перетинаються олетові промені, а найдалі – червоні промені. У двояковгнутій лінзі навпаки. результаті краї зображення обрамлені веселкою і нечіткі.

Той факт, що збирні та розсіювальні лінзи створюють протилежні ефекти, користовується для ***ахроматизації*** (знищення властивої хроматичним ко-орам забарвленості – знебарвлення) зображень. Переважно виготовляють роматичні системи з двох сортів скла – кронгласу і флінтгласу, що мають зні показники заломлення.

Саме для повнішого знешкодження аберацій та інших недоліків лінз ворюють системи з декількох лінз. Такі системи називають складними б'єктивами та окулярами. На *рис. II.1.11* показано п'ять систем складних б'єктивів.

Як бачимо, лінзи об'єктивів або дотикаються, або мають повітряні ошарки. В якісних об'єктивах лінзи склеюють канадським бальзамом. Це берігає їх внутрішні поверхні від пилу та зменшує поглинання променів світла птичною системою.

Розрізняють п'ять систем окулярів: Гюйгенса, Рамсдена, Кельнера, иметричний, отоскопічний (*рис. II.1.12*). На рисунку ці системи окулярів озташовані за хронологією. На *рис. II.1.12* позначено: П – лінза, розміщена лижче до предмета, О – лінза, розташована ближче до ока.

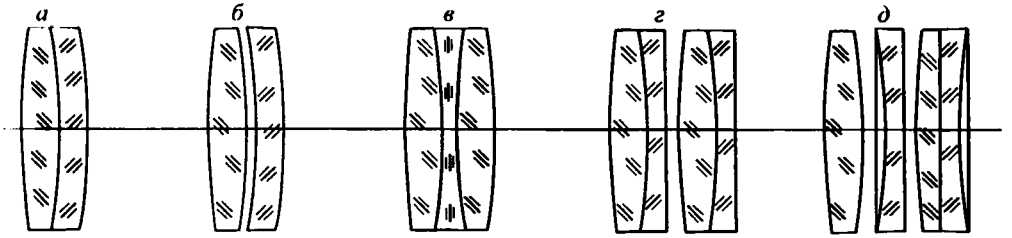


Рис. II.1.11. Складні об'єктиви зорових труб

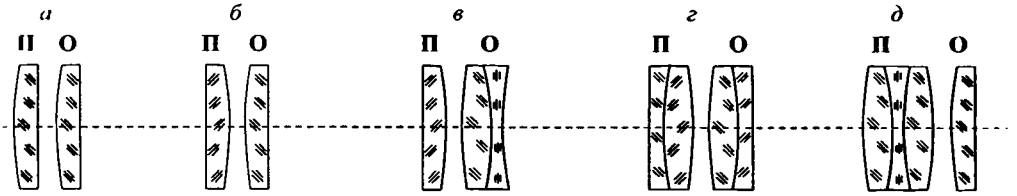


Рис. II.1.12. Окуляри зорових труб

В окулярі Гюйгенса (*рис. II.1.12, а*) дві плоско-опуклі лінзи повернені випуклістю до об'єктива. Передня лінза входить в систему складного об'єктива. Через це довжина фокусної віддалі зменшується, отже, зменшується збільшення зорової труби, проте збільшується поле зору. Діафрагма з сіткою ниток розміщена між лінзами.

В окулярі Ромсдена (*рис. II.1.12, б*) дві плоско-опуклі лінзи повернені випуклістю одна до другої. Діафрагма та сітка ниток розміщені спереду обох лінз. Такий об'єктив, навпаки, збільшує зображення та зменшує поле зору. Ці окуляри вже не використовують.

Широко використовують три інші системи окулярів. Окуляр Кельнера (*рис. II.1.14, в*) – вдосконалення окуляра Ромсдена. В ньому лінзу, яка ближче до ока спостерігача, замінено двома лінзами. Такий окуляр повніше усуває дії аберацій.

Симетричний окуляр (*рис. II.1.14, г*) складається з двох компонентів з повітряним прошарком приблизно 0,5 мм. Кожний компонент має дві склеєні лінзи. Такий окуляр ще краще усуває аберації. Проте в сучасних геодезичних приладах застосовують переважно отоскопічні (такі, що повторюють форми предметів) окуляри (*рис. II.1.14, д*). Вони повністю знищують дисторсію (викривлення зображення, порушення геометричної подібності між об'єктом і його зображенням).

Існують й інші типи окулярів, наприклад окуляр Кеніга (трилінзовий), Фраунгофера ("земний", що перевертає обернене зображення, яке дає об'єктив).

II.1.10. Встановлення зорової труби по оку і по предмету. Паралакс сітки ниток

Зорову трубу теодоліта по оку встановлює кожний спостерігач особисто. остерігач, який дивиться в окуляр, повинен бачити штрихи сітки ниток кими, тонкими, чорними лініями. Щоб досягнути цього, наводять зорову 'бу теодоліта на небо або на білий освітлений предмет і переміщають окуляр овж оптичної осі. Це можливо, оскільки оправа окулярної лінзи має різьбу і у рухається, коли її повертають. Щоб встановити зорову трубу теодоліта по дмету, наводять її на предмет і за допомогою кремальєрного (фокусу- ьного) гвинта переміщають фокусувальну лінзу доти, доки зображення дмета в полі зору труби не стане чітким. Встановлення труби по предмету кше називають ***фокусуванням зорової труби***.

Після встановлення зорової труби теодоліта по оку і по предмету, раження предмета повинно збігатися з площиною, у якій розміщена сітка гок. Від цього залежить точність візування трубою.

Насправді, незважаючи на чіткість зображення сітки ниток і предмета, раження предмета не завжди потрапляє в площину сітки ниток. Воно може міщуватись попереду або позаду сітки ниток.

Єдиною ознакою точного збігання площини зображення предмета і сітки гок є те, що точка перетину сітки ниток покриває ту саму точку предмета, важаючи на переміщення ока перед окуляром, тобто на те, з якої точки q , q' q'' будемо дивитися в окуляр (*рис. II.1.13, а*).

Якщо через неякісне фокусування зображення предмета буде побудоване в щині eq позаду площини сітки ниток dd' (*рис. II.1.13, б*) то, якщо дивитися з ки q, перетин сітки ниток (точка k) покриватиме точку p предмета, при еміщенні ока в точку q' точка $к$ покриватиме точку p' предмета, а при еміщенні ока в точку q'', точка $к$ покриватиме точку p'' предмета. Тобто під час еміщення ока вверх точка p переміщається вниз і навпаки.

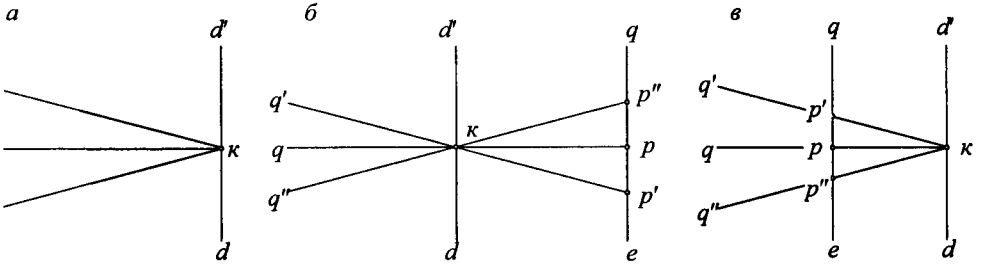


Рис. II.1.13. Паралакс ниток сітки ниток

Якщо зображення предмета побудоване ближче до ока, ніж сітка ниток *ис. II.1.13, в*), перетин сітки ниток зміщується в тому самому напрямку, що і

око. Отже, якщо око переміщується вверх – в точку q', точка k здасться переміщеною в точку p' також вверх, і навпаки.

Отже, ***паралаксом*** сітки ниток називають непотрапляння зображення предмета (візирної цілі), побудованого об'єктивом, в площину сітки ниток. Для того, щоб усунути паралакс, уточнюють чіткість зображення спостережуваного предмета, змінюючи положення фокусувальної лінзи, і чіткість зображення сітки ниток, змінюючи положення окуляра.

Тільки після усунення паралаксу можна говорити, що труба придатна для візування на точку.

Саме з фокусуванням зорових труб пов'язані суттєві недоліки труб з зовнішнім фокусуванням, під час якого змінюється довжина зорової труби. Коли окулярне коліно висувається з об'єктивного, то повітря всередині труби розріджується і в трубу всмоктується зовнішнє повітря разом з пилом та вологою. Під час зворотного руху окуляра із зорової труби виходить чистіше повітря, тому що пилинки осідають на стінках зорової труби та на лінзах об'єктива і окуляра. Тому час від часу необхідно чистити зорову трубу. Потрапляння в зорову трубу вологи призводить до окиснення та роз'їдання деталей. На поверхнях деталей, що труться під час фокусування, накопичується темна, масляниста маса. Через це центр сітки ниток при переміщенні окулярного коліна змінює своє положення під час фокусування на різновіддалені предмети. Крім того, спостерігач, повертаючи трубу, береться за ближчу до нього окулярну частину труби і змінює положення візирної осі. Це призводить до похибок кутових вимірів. Тому в наш час виготовляють прилади із зоровими трубами з внутрішнім фокусуванням.

II.1.11. Труби з внутрішнім фокусуванням

Зорова труба з внутрішнім фокусуванням відрізняється від труби Кеплера тим, що всередині труби розміщена розсіювальна лінза L_2 (*рис. II.1.14*), встановлена між об'єктивом L_1 і його заднім фокусом F_1'. Лінза L_2 має з об'єктивом спільну оптичну вісь O_1O_2. Промінь SA паралельний до головної оптичної осі. Після заломлення в об'єктиві L_1 він пройде у напрямку AF_1'. Але, зіткнувшись з лінзою L_2, промінь заломиться в точці B і досягне осі O_1O_1 в точці F'. В цій точці міститься сітка ниток, яка займає в трубі постійне положення. Продовжимо промінь $F'B$ до перетину з променем S в точці C. Опустимо з точки перпендикуляр на оптичну вісь в точці O.

Допустимо, що точка O є оптичним центром уявної лінзи L, задній фокус якої розташований в точці F', а фокусна віддаль цієї лінзи f. Тоді можна міркувати так: промінь S, потрапивши на лінзу L в точці C, заломиться і

атиметься в напрямку CF'. Отже, уявна лінза L за своєю дією на промінь S є ıозначною дії на цей промінь системи двох лінз L_1 та L_2. Таку лінзу ивають ***еквівалентною***.

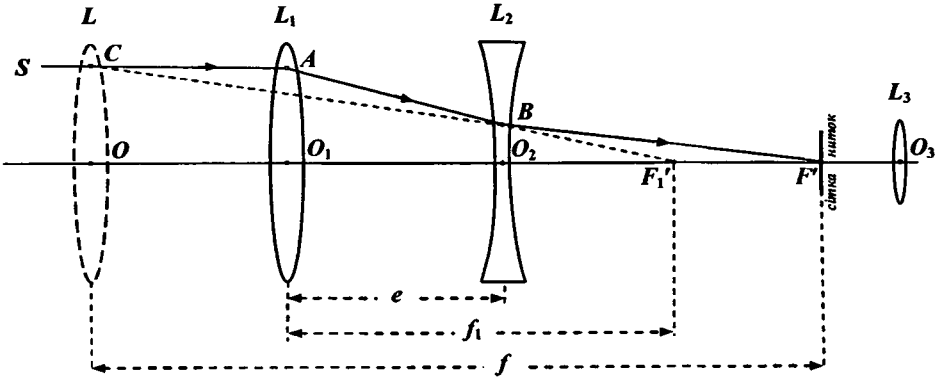


Рис. II.1.14. Зорова труба з внутрішнім фокусуванням

Фокусну віддаль еквівалентної лінзи обчислюють за відомою формулою

$$f = \frac{f_1 \cdot f_2}{f_1 + f_2 - e}, \qquad \text{(II.1.17)}$$

f_1 та f_2 – фокусні віддалі лінз L_1 L_2; e – проміжок між цими лінзами. Слід ахувати, що f_2 – від'ємна величина, оскільки лінза L_2 розсіювальна.

Для того щоб еквівалентна лінза L, що замінює дві лінзи, працювала як ирна, фокусна віддаль f має бути додатною. Для цього повинна виконуватись ıова

$$|f_2| > (f_1 - e). \qquad \text{(II.1.18)}$$

Як видно з *рис. II.1.14*, еквівалентна лінза L розташована зовні труби еред лінзою L_1), а це означає, що $f \rangle f_2$. Але збільшення зорової труби ›рівнює відношенню фокусних віддалей об'єктива та окуляра, тобто

$$\upsilon = \frac{f_{об}}{f_{ок}}.$$

Зважаючи на це, можна зробити важливий висновок: за однакової ›вжини двох зорових труб через наявність в одній з них внутрішньої лінзи L_2 ı труба має більше збільшення порівняно з іншими трубами, наприклад, з ›убою Кеплера. Інакше кажучи, коротка труба з внутрішнім фокусуванням ›же мати велике збільшення, оскільки фокусна віддаль її телескопічного ›'єктива довша від самої труби.

Рис. II.1.14 відповідає випадку, коли точка S предмета розміщена у нескінченності. Зі зміною віддалі від предмета до труби його зображення переміщуватиметься. Оскільки сітка ниток у трубі займає постійне положення, то для того, щоб зображення точки S збігалось з площиною сітки ниток, необхідно, відповідно, переміщувати лінзу L_2. Для цього лінза L_2 закріплена в особливій трубочці із зубчаткою. За допомогою кремальєрного гвинта ця трубочка може переміщатися всередині зорової труби. В цьому полягає суть внутрішнього фокусування за постійної довжини зорової труби.

Зауважимо, що такі труби мають складні лінзи L_1, L_2 та L_3, тобто складні телеоб'єктиви та окуляри. Зрозуміло також, що такі труби не мають вищеперелічених недоліків, які властиві трубам із зовнішнім фокусуванням та простим об'єктивом і окуляром.

На *рис. II.1.15* показано загальний вигляд такої труби.

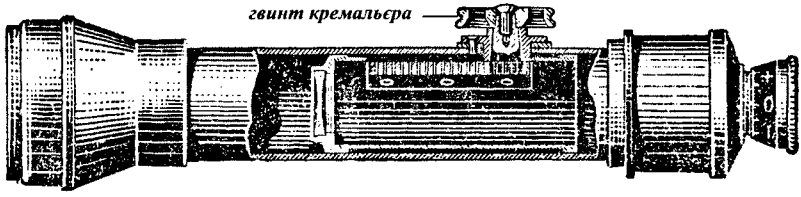


Рис. II.1.15. Розташування лінз у зоровій трубі з внутрішнім фокусуванням

II.1.12. Рівні, їх будова та призначення

Рівні використовують для встановлення осей та площин приладів у горизонтальне та вертикальне положення, а також для вимірювання малих кутів відхилення їхніх параметрів від правильного положення.

За принципом дії розрізняють ***рідинні, електронні, пружинні*** рівні.

За формою рідинні рівні поділяють на циліндричні та сферичні. Циліндричні рівні використовують для точного, а сферичні для приблизного встановлення приладів у задане положення.

Важливий показник рівнів – їхні характеристики точності, за якими рівні класифікують на:

- ***встанівні*** – приводять осі приладів в задане положення з точністю $5 \div 10'$;
- ***технічні*** – з ціною поділки приблизно $1'$;
- ***точні*** – з ціною поділки не більше за $30''$;
- ***високоточні*** – з ціною поділки не більше за $10''$.

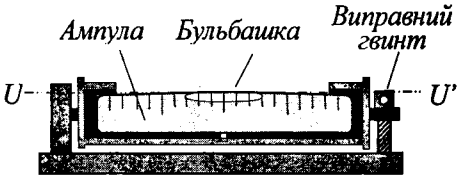


Рис. II.1.16. Циліндричний рівень

Циліндричний рівень – це скляна трубка – ампула (*рис. II.1.16*), внутрішня поверхня якої в поздовжньому перерізі має вигляд дуги відповідного радіуса. Циліндричні рівні бувають односторонні та двосторонні, поворотні (реверсійні).

Внутрішня поверхня сферичних рівнів має сферичну поверхню (*рис. II.1.17*).

Ампули рівнів встановлюють в металеву оправу і заповнюють сірчаним ефіром або етиловим спиртом. Кінці ампули, після її заповнення гарячою рідиною, запаюють. Бульбашка рівня утворюється з парів наповнювача. Нормальна довжина бульбашки 0,3–0,4 довжини ампули за температури $+20^\circ C$. Щоб довжина бульбашки не змінювалась за різних температур, ампули виготовляють із запасною камерою або з компенсаційною скляною паличкою всередині ампули. Запасна камера відокремлена від робочої скляною перегородкою з отвором внизу. Нахиляючи рівень, можна переміщувати частину наповнювача з однієї камери в іншу, регулюючи довжину бульбашки.

Всередині ампули компенсаційного рівня розміщена скляна паличка, яка має велику теплоємність. Зі зміною температури рівня паличка виділяє або поглинає тепло, тому довжина бульбашки практично не змінюється. На зовнішній стороні ампули наносять поділки через 2 мм і оцифровують через 5 або 10 поділок, в односторонніх рівнях з однієї сторони, а в реверсійних – з обох сторін. Ззовні, на поверхні ампули сферичного рівня, поділки наносять у вигляді концентричних кіл, радіуси яких відрізняються один від одного на 2 мм (*рис. II.1.17*). Бульбашка – чутливий елемент рівня. Центр бульбашки є найвищою точкою верхньої частини рівня. Якщо рівень нахилити, то бульбашка зміститься, щоб зайняти найвище положення.

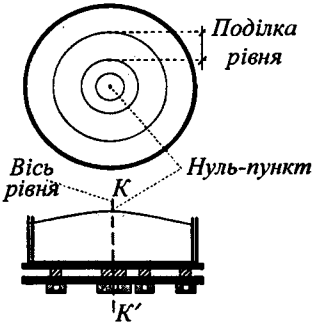


Рис. II.1.17. Сферичний рівень

Нуль-пунктом рівня називають точку, яка розташована посередині шкали ампули, відносно якої симетрично нанесені поділки.

Дотична до внутрішньої поверхні ампули в нуль-пункті називається ***віссю циліндричного рівня*** UU' (*рис. II.1.16*).

Віссю сферичного рівня *KK'* (див. *рис. II.1.17*) називають нормаль до внутрішньої поверхні рівня в нуль-пункті.

Нехай середина бульбашки циліндричного рівня розміщена в нуль-пункт (*рис. II 1.18*). Тоді вісь рівня UU_1 – горизонтальна, а радіус кривини ампул $SO = R$ – прямовисний. З лівого і правого боків від нуль-пункту S нанесен найближчі штрихи S_1 і S_2. Лінійна величина одної поділки шкали l = 2 мм.

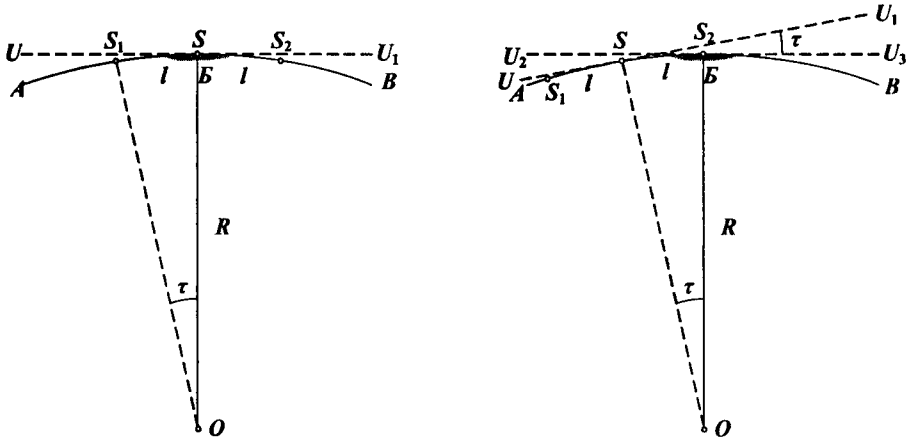


Рис. II.1.18. До визначення ціни поділки рівня

Нахилимо рівень так, щоб нуль-пункт S перемістився ліворуч і вниз, і найвищою точкою став штрих S_2. Тоді середина бульбашки переміститься в точку S_2, а дотична U_2U_3 до дуги AB в точці S_2 стане горизонтальною. Кут між дотичною UU_1 (віссю рівня) і U_2U_3, а також кут між радіусами, що проходять через точки дотику, рівні між собою. Позначимо їх τ.

Як видно з *рис. II.1.18*

$$\frac{\tau''}{\rho''} = \frac{l}{R}. \qquad \text{(II.1.19)}$$

$$\tau'' = \frac{l \cdot \rho''}{R}, \qquad \text{(II.1.20)}$$

де τ – ціна поділки рівня.

Отже, ***ціна поділки рівня*** – це кут, на який необхідно нахилити вісь рівня щоб бульбашка рівня перемістилася на одну поділку його шкали (тобто 2 мм).

Оскільки l та ρ – постійні величини, то можна на підставі формули (II.1.20) зробити висновок, що ціна поділки рівня обернено пропорційна до його радіуса R. Отже, чим більший радіус, тим точніший рівень.

Ціна поділки рівня також є мірою його чутливості. Чутливість рівня, бто здатність його бульбашки точно і швидко займати найвище положення в пулі, лежить у межах $1{,}15 \div 0{,}04 \cdot \tau$ і залежить від довжини бульбашки рівня, ості шліфування внутрішньої поверхні ампули рівня, властивості наповвача ампули, температури ампули рівня, діаметра внутрішньої поверхні пули рівня – d (номінально d = 0,166667 ÷ 0,111111 частин від довжини пули рівня) та інших факторів.

Вищу точність встановлення бульбашки рівня в нуль-пункт та зручність у боті забезпечують ***контактні*** рівні (*рис. II.1.19*).

Зображення кінців бульбашки циліндричного рівня передаються в призму ис. *II.1.19, а*), розташовану над рівнем або в полі зору зорової труби. В велірах за допомогою елеваційного гвинта зображення протилежних кінців льбашки циліндричного рівня суміщають, тобто вводять в контакт ис. *II.1.19, б*).

Для визначення з високою точністю малих кутів нахилу застосовують кож ***електронні*** (*рис. II.1.20*) і ***пружинні*** (*рис. II.1.21*) рівні.

Існують певні принципи, на яких працюють електронні рівні. Але айчастіше вони працюють на індуктивних давачах.

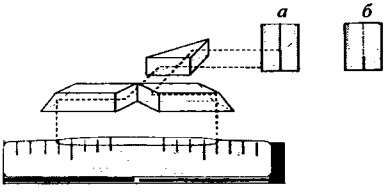


Рис. II.1.19. Передавання зображення кінців бульбашки циліндричного (контактного) рівня

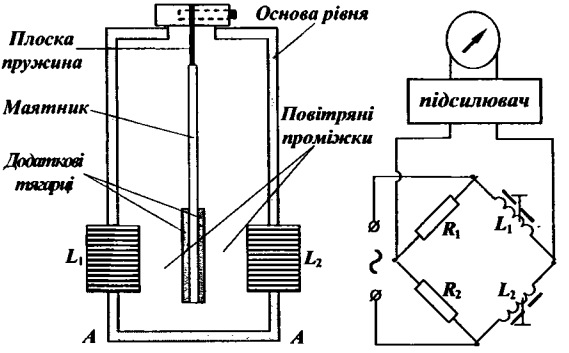


Рис. II.1.20. Конструктивна та електрична схеми електронного рівня

Нехай до вертикальних стійок прямокутної основи прикріплено дві котушки з індуктивністю L_1 і L_2 (*рис. II.1.20*). Між ними підвішений на плоскій пружині маятник, додаткове навантаження якого – дві залізні пластинки тягарці). Якщо основа *АА* нахиляється, то повітряні проміжки між котушками та маятником змінюються, що веде до зміни індуктивності котушок. Котушки

L_1 і L_2 входять в мостову схему з опорами R_1 і R_2. До однієї діагоналі тесту підведена змінна напруга, а до другої діагоналі через підсилювач підімкнений мікроамперметр. Якщо рівні індуктивності котушок L_1 і L_2, струму в другій діагоналі не буде, і стрілка мікроамперметра встановиться на нуль. Такий рівень здатний зафіксувати нахили величиною до 0,1″.

Пружинний рівень складається зі стержня, довжина якого L_K, і деякої маси, закріпленої на нитці довжиною l і натягнутій між опорами AA (*рис. II.1.21*). Коли система нахилиться на кут v, стержень закрутить нитку і відхилить від вертикалі на кут ω. Коли система в рівновазі, то можна знайти передатний коефіцієнт – K за формулою

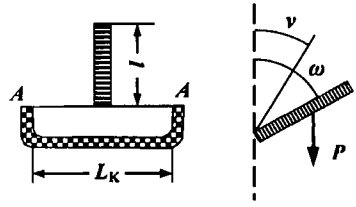


Рис. II.1.21. Пружинний рівень

$$K = \frac{\omega}{v}. \qquad (II.1.21)$$

Пружинні рівні використовують в нівелірах для компенсації кутів нахилу.

Зауважимо, що описані тут рівні дають змогу знайти нахили заданих площин. Щоб знайти кут нахилу довільної площини, використовують ***нахиломіри.***

II.1.13. Перевірки та юстування теодолітів

Взаємне розміщення частин теодоліта повинно відповідати певним геометричним умовам, які випливають з принципу вимірювання горизонтального кута. Наявність цих умов встановлюють, виконуючи перевірки приладу. Якщо виявиться, що та чи інша геометрична умова не виконується, прилад юстують. Ще раз назвемо осі теодоліта (*рис. II.1.22*):

1. ***Вертикальна вісь*** обертання теодоліта – пряма, навколо якої обертається алідада.

2. ***Вісь циліндричного рівня*** – дотична до внутрішньої поверхні ампули рівня у нуль-пункті, спрямована вздовж ампули рівня.

3. ***Візирна вісь*** – це уявна пряма лінія, яка проходить через центр сітки ниток та задню головну точку об'єктива.

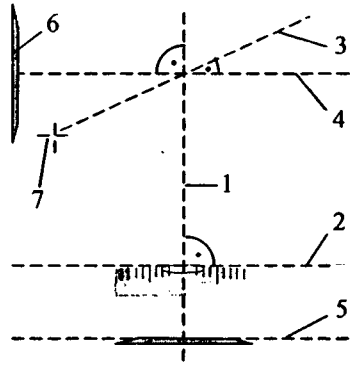


Рис. II.1.22. Осі теодоліта

4. ***Горизонтальна вісь*** – це вісь, навколо якої обертається зорова труба.

5. ***Площина горизонтального круга*** – це площина, в якій розташований ризонтальний круг (лімб).

6. ***Площина вертикального круга*** – площина, в якій розміщений ертикальний круг.

Розглянемо перевірки теодоліта.

1. ***Вісь циліндричного рівня при алідаді горизонтального круга повинна ти перпендикулярна до осі обертання теодоліта.*** Інакше кажучи, обхідно, щоб виконувалася умова $u_1u_2 \perp o_1o_2$ (*рис. II.1.23, а*).

Припустимо, що ці осі розташовані під певним кутом β, який не рівнює 90° (*рис. II.1.23, б*). Встановимо вісь рівня за напрямком двох діймальних гвинтів і, обертаючи їх в протилежні боки, виведемо бульбашку зня на середину. Кут β при цьому не зміниться, але вісь o_1o_2 нахилиться, а сь рівня u_1u_2 стане горизонтальною (*рис. II.1.23, в*). Повернемо ризонтальний круг, а з ним і циліндричний рівень на 180°. Обертання дбудеться навколо нахиленої осі o_1o_2 і нове положення осі рівня $u_1'u_2'$ ворить з попереднім (горизонтальним) положення u_1u_2 кут $m = u_1o_1u_2'$. Це де кут нахилу осі рівня до горизонту. Він вимірюється дугою відхилення льбашки рівня від середини ампули. Очевидно, що $\angle u_1'o_1o_2 = \angle u_1o_1o_2 = \beta$, е $m + \beta + \beta = 180°$. Звідси $\frac{m}{2} = 90° - \beta$. Проведемо бісектрису r_1r_2 кута m, ді кут $r_1o_1o_2 = \frac{m}{2} + \beta = 90°$.

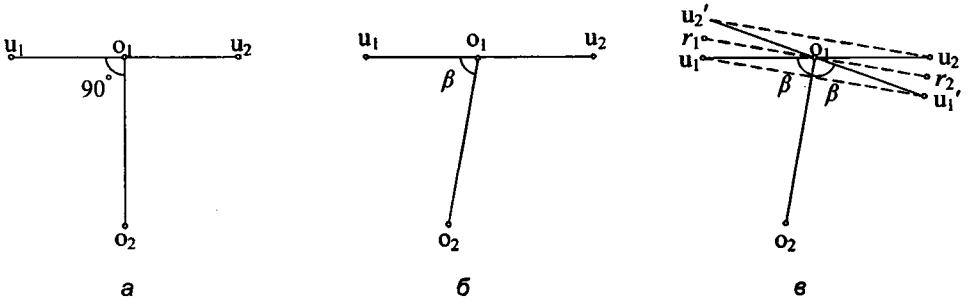


Рис. II.1.23. До перевірки циліндричного рівня алідади горизонтального круга теодоліта

Отже, якщо вісь $u_1'u_2'$ встановити в положення r_1r_2, то вісь рівня буде ерпендикулярна до осі обертання теодоліта. Для юстування рівень має иправні гвинти.

Практично перевірку виконують так:

– встановлюють вісь рівня паралельно до лінії, що з'єднує будь-які два підіймальні гвинти, і, обертаючи їх в протилежні боки, переміщають бульбашку рівня на середину шкали ампули (в нуль-пункт);

– повертають алідаду на 180°. Якщо бульбашка залишилася на середині або відхилилася не більше ніж на одну поділку шкали рівня, то умова виконується, якщо ні – здійснюють юстування. Для цього вертикальними виправними гвинтами рівня переміщують бульбашку в напрямку до середини шкали на половину дуги відхилення. Перевірку повторюють до виконання умови.

2. ***Візирна вісь повинна бути перпендикулярна до горизонтальної осі теодоліта (осі обертання зорової труби).*** Ця перевірка називається перевіркою на колімацію.

Нехай горизонтальна вісь (вісь обертання зорової труби) теодоліта горизонтальна, а візирна вісь зорової труби перпендикулярна до неї. Тоді, якщо зорову трубу обертати навколо горизонтальної осі, то візирна вісь описуватиме площину, перпендикулярну до осі обертання труби. Цю площину називають ***колімаційною***.

Якщо ж названі осі взаємно не перпендикулярні, то під час повертання зорової труби навколо осі обертання візирна вісь описуватиме конус з вершиною у точці їх перетину.

Припустимо, що центр сітки ниток розташований в точці K_1 *(рис. II.1.24)*, тобто візирна вісь AK_1 не є перпендикулярною до осі обертання h_1h_2 зорової труби. Якщо би центр сітки ниток містився в точці K і візирна вісь була б перпендикулярна до осі обертання h_1h_2 зорової труби, тоді у разі наведення зорової труби на віддалену точку *A* місцевості відлік горизонтального круга був би *M*. Якщо ж центр сітки ниток містився в точні K_1, то для наведення візирної осі на точку *A* необхідно зорову трубу, а разом з нею і горизонтальний круг, повернути праворуч (проти годинникової стрілки) на величину відхилення, тобто на кут *C*, який називають ***колімаційною похибкою***. Тоді відлік горизонтального круга буде M_1. Якщо поділки горизонтального круга підписані за ходом годинникової стрілки, то $M_1 = M - C$, звідки

$$M = M_1 + C. \qquad \text{(II.1.22)}$$

Переведемо зорову трубу через зеніт. Центр сітки ниток переміститься в симетричну точку K_2, а візирна вісь, як і до того, утворюватиме з площиною, перпендикулярною до осі обертання зорової труби, такий самий кут *C*. Для наведення візирної осі на точку *A* необхідно повернути зорову трубу, а з нею і горизонтальний круг, за годинниковою стрілкою на кут *C*, тоді новий відлік горизонтального круга $M_2 = M + C$. Звідси

$$M = M_2 - C. \qquad \text{(II.1.23)}$$

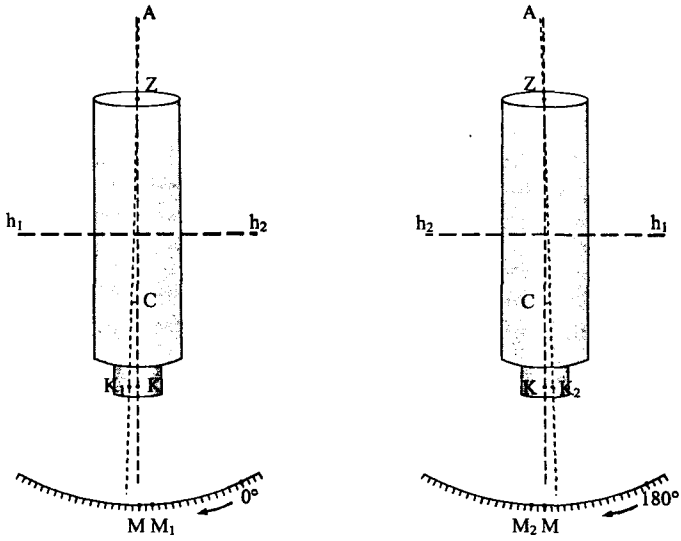


Рис. II.1.24. До перевірки колімаційної похибки теодоліта

Якщо відняти від виразу (II.1.23) вираз (II.1.22) і згрупувати члени, римаємо

$$2C = M_2 - M_1,$$

о

$$C = \frac{M_2 - M_1}{2}. \qquad \text{(II.1.24)}$$

що додати вирази (II.1.22) та (II.1.23) і згрупувати члени, одержимо

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2}. \qquad \text{(II.1.25)}$$

Але під час переведення зорової труби через зеніт та наведення візирної і на точку A горизонтальний круг необхідно повернути на $180°$. Отже відлік $_2$ відрізнятиметься від відліку M_1 на $\pm 180°$.

Із виразу (II.1.25) видно, що середній відлік M не має колімаційної хибки. Тому для усунення цієї похибки обчислюють значення середнього дліку і встановлюють його на горизонтальному крузі. Тоді центр сітки ниток іститься зі спостережуваної точки A. Обертаючи горизонтальні виправні инти сітки ниток, наводять її центр на точку. Для зручності формули (II.1.24) (II.1.25) записують у вигляді

$$C = \frac{КЛ - КП \pm 180°}{2}, \qquad \text{(II.1.26)}$$

$$M = \frac{КЛ + КП \pm 180^\circ}{2}, \qquad (II.1.27)$$

де *КЛ* (круг ліворуч) – відлік горизонтального круга, коли вертикальний круг теодоліта розташований ліворуч від окуляра зорової труби; *КП* (круг праворуч) – відлік горизонтального круга, коли вертикальний круг теодоліта розміщений праворуч від окуляра зорової труби.

Практично перевірку виконують так:

- встановлюють вертикальну вісь теодоліта вертикально;
- центр сітки ниток наводять на віддалену, розташовану близько до горизонту, точку та відлічують горизонтальний круг (відлік *КЛ* або *КП*);
- переводять трубу через зеніт, повертають алідаду на 180° і знову наводять трубу на вибрану точку;
- відлічують горизонтальний круг (відлік *КП* або *КЛ*);
- обчислюють за формулою (II.1.24) значення колімаційної похибки.

Якщо $C = 0$ або не перевищує подвійної точності відлікового пристрою, то умови дотримуються. Якщо ні, виконують юстування. Для цього:

– за формулою (II.1.27) обчислюють відлік, вільний від колімаційної похибки;

– навідним гвинтом алідади встановлюють цей відлік на горизонтальному крузі;

– обертаючи горизонтальні виправні гвинти сітки ниток, наводять центр сітки ниток на вибрану точку.

3. ***Горизонтальна вісь обертання труби повинна бути перпендикулярною до вертикальної осі обертання теодоліта.***

Теодоліт встановлюють на відстані приблизно 20 м від стіни. Зорову трубу наводять при крузі праворуч та ліворуч на високо розташовану точку *M* на стіні (*рис. II.1.25*).

Далі трубу опускають вниз до горизонтального положення і фіксують проекцію центра сітки ниток на стіні. Якщо при двох положеннях круга проекції точки *M* збігались в точці m, то Mm – прямовисна лінія, і, відповідно, колімаційна площина прямовисна.

Якщо умова не виконується, то проекція при одному крузі буде в точці m_1, а при другому – в точці m_2. Середнє положення m буде правильним. Поділивши відрізок m_1m_2 на дві рівні частини, знаходять точку m. Наводять центр сітки ниток на цю точку і повертають

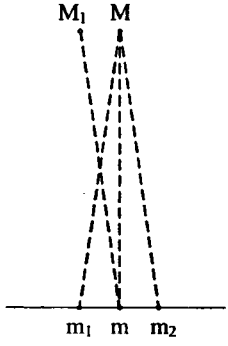


Рис. II.1.25. До визначення перпендикулярності горизонтальної та вертикальної осей теодоліта

убу об'єктивом вгору до рівня точки *М*. При цьому центр сітки ниток (на *рис. 1.25* точка M_1) не збігається з точкою *М*. Отже, вісь обертання труби не є ризонтальною.

Щоб позбутися нахилу, достатньо було б видовжити одну з підставок істільки, щоб точки M_1 і M збіглись. Проте в оптичних теодолітах цього обити не можна. Якщо точки M_1 і M розходяться на ширину бісектора, то нахил осі обертання труби становить $30''$. Допускається експлуатація теодоліта, що нахил $1'$. Виправляють недолік в оптичних майстернях.

Зауважимо: якщо виконувати вимірювання при двох положеннях ертикального круга (*КЛ* і *КП*), то із середнього результату буде вилучена похибка за негоризонтальність осі зорової труби.

4. ***Сітка ниток повинна бути встановлена правильно, тобто вертиальна нитка (бісектор) має бути вертикальною, а горизонтальна – ризонтальною.***

Щоб перевірити цю умову, вертикальну вісь обертання теодоліта встановюють прямовисно. Наводять центр сітки ниток на точку та обертають трубу авколо своєї осі. Якщо зображення точки не сходить з вертикальної нитки, то мова виконується. Якщо зміщення більше ніж 1/3 ширини бісектора, то сітку иток необхідно розвернути. Для цього послабляють гвинти, якими окуляр ріпиться до корпусу зорової труби, і повертають сітку ниток так, щоб умова иконувалася. Виправивши положення сітки ниток, треба повторно перевірити ерпендикулярності візирної осі до осі обертання труби. Слід пам'ятати, що внаслідок цього може з'явитися колімаційна похибка, оскільки повертали сітку ниток.

5. ***Горизонтальний круг не повинен мати ексцентриситету.***

Ексцентриситетом алідади називають незбігання центра лімба $O_Л$ з ентром алідади O_A. На *рис. II.1.26, е* – лінійний елемент ексцентриситету, ε – утовий елемент ексцентриситету (похибка відліку). Градусні поділки на лімбі більшуються за ходом годинникової стрілки. Покажемо, що коли використовується двосторонній відліковий пристрій, то ексцентриситет практично е впливає на відлік.

Справді, якщо ексцентриситет відсутній (точки $O_Л$ і O_A – збігаються), то ередній відлік можна знайти за формулою

$$A_{сер} = \frac{A + \left(B \pm 180^\circ\right)}{2}. \qquad (II.1.28)$$

Якщо є ексцентриситет, то лімб відлічують в точках A′ та B′. Тоді

$$A_{сер}{}' = \frac{A' + \left(B \pm 180^\circ\right)}{2}. \qquad (II.1.29)$$

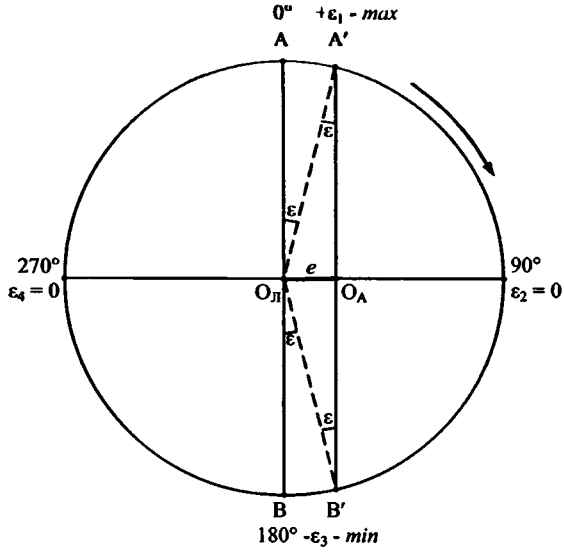


Рис II.1.26. До пояснення впливу на відліки ексцентриситету алідади відносно лімба

Безпосередньо з *рис. II.1.26* можна записати:

$$A' = A + \varepsilon, \qquad B' = B - \varepsilon. \tag{II.1.30}$$

Підставивши значення A' та B' із формули (II.1.30) в формулу (II.1.29), отримаємо

$$A_{сер}' = \frac{A + \varepsilon + \left(B - \varepsilon \pm 180^\circ\right)}{2} = \frac{A + \left(B \pm 180^\circ\right)}{2}. \tag{II.1.31}$$

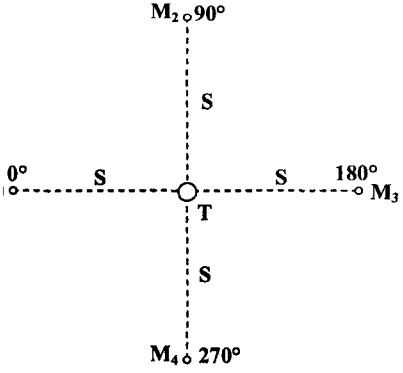
Отже, $A'_{сер} = A_{сер}$, тобто вплив ексцентриситету відсутній. Оскільки усі технічні теодоліти мають односторонню систему відлічування, ексцентриситет спотворюватиме відліки, а значить, і виміряні кути. Ексцентриситет також впливає на точність визначення і виправлення колімаційної похибки *C*.

Для технічних теодолітів доцільно одночасно визначати колімаційну похибку та ексцентриситет, оскільки вони спільно спотворюють відліки.

Зауважимо, що вплив ексцентриситету – змінна величина (змінює модуль та знаки), а колімаційна похибка – постійна (можливі зміни *C*, пов'язані зі зміною температури, не будемо враховувати, оскільки вони несуттєві).

Проаналізуємо *рис. II.1.26.* Коли лінія, що з'єднує відлікові штрихи алідади, збігається з напрямом лінійної величини ексцентриситету *e*, тоді значення $\varepsilon = 0$. На *рис. II.1.26* це відліки, близькі до 90° та 270°. Положення лінії *e* в кожному теодоліті невідоме, як і кутовий елемент ексцентриситету ε''. Їхні значення треба знайти.

Сумісне визначення колімаційної похибки та ексцентриситету алідади носно лімба виконують так, як і описане вище визначення колімаційної кибки теодоліта, але на різних частинах горизонтального круга, тобто на діках круга $0°, 90°, 180°, 270°$. Для цього навколо теодоліта T на однакових далях S потрібно встановити чотири віхи або візирні марки, як показано на с. *II.1.27*. Напрямки M_1M_3 та M_2M_4 мають бути приблизно взаємно эпендикулярні. Лімб теодоліта встановлюють так, щоб у разі наведення зорової труби при *КЛ* на марку M_1 відлік горизонтального круга був дещо більшим від $0°$. Далі при *КЛ* трубу наводять послідовно на марки M_2, M_3, M_4. Під час кожного наведення відлічують горизонтальний круг. Потім трубу переводять через зеніт і при *КП* послідовно наводять трубу на марки M_4, M_3, M_2, M_1, знову відлічуючи горизонтальний круг. Описані дії – це один прийом. Для контролю слід зробити ще один прийом, повернувши лімб на $1-2°$, і повторити дії, виконані в першому прийомі. Далі обчислюють різниці σ_i за формулою



с. II.1.27. Встановлення теодоліта та візирних цілей для спільного визначення ексцентриситету та колімаційної похибки

$$\sigma_i = КЛ_i - \left(КП_i \pm 180°\right), \qquad (II.1.32)$$

$КЛ_i$, $КП_i$ – відліки горизонтального круга при *КЛ* і *КП*, коли труба ведена на *i*-ту точку в прийомі.

Відповідні значення з першого та другого прийомів усереднюють, эимуючи чотири значення $\sigma_{сер.1}, \sigma_{сер.2}, \sigma_{сер.3}, \sigma_{сер.4}$. Кожне із цих значень стить подвійну колімаційну похибку та подвійну величину ексцентриситету о напрямку. Тобто

$$\sigma_{сер.i} = 2 \cdot C_i'' + 2 \cdot \varepsilon_i''. \qquad (II.1.33)$$

Далі знаходять середнє значення подвійної колімаційної похибки

$$2C'' = \frac{\sigma_{сер.,1} + \sigma_{сер.,2} + \sigma_{сер.,3} + \sigma_{сер.,4}}{4} \qquad (II.1.34)$$

чотири значення подвійного ексцентриситету: $2\varepsilon_1'' = \sigma_{сер.,1} - 2C''$, $2\varepsilon_2'' = \sigma_{сер.,2} - 2C''$, $2\varepsilon_3'' = \sigma_{сер.,3} - 2C''$, $2\varepsilon_4'' = \sigma_{сер.,4} - 2C''$. Із чотирьох значень бирають максимальне. Половину його приймають за кутовий елемент эцентриситету ε_{max}''.

Лінійний елемент ексцентриситету e, як видно з *рис. II.1.26*, перпендикулярний до діаметра лімба, де кутовий елемент максимальний (наприклад, на *рис. II.1.29* це діаметр $0^\circ - 180^\circ$).

Лінійну величину e, знаючи радіус лімба R, знайдемо за формулою

$$e = \frac{\varepsilon''_{\max} \cdot R}{\rho''}. \qquad (II.1.35)$$

Якщо $\varepsilon'' = 30''$, ρ''=206265, R = 60 мм, то e = 8,7 мікрона.

Зауважимо, що для детального дослідження ексцентриситету потрібно відлічувати лімб горизонтального круга на більшій кількості діаметрів лімба, переставляючи лімб, наприклад, через 30°, а не через 90°.

Отже, визначаючи ексцентриситет описаним вище методом, фактично виконують дві перевірки. Тому виконувати перевірку на колімацію окремо вже не потрібно.

6. ***Перевірка оптичного центрира.***

Технічні теодоліти, наприклад, 4Т30П мають для центрування вмонтований в підставці оптичний центрир. Тому потрібно виконувати його перевірку.

Умова перевірки: ***вісь оптичного центрира повинна збігатися з вертикальною віссю обертання теодоліта.***

На зоровій трубі нанесена мітка. Якщо труба встановлена горизонтально, вона розміщена на продовженні вертикальної осі обертання теодоліта. На цій осі міститься і центр лімба, який потрібно встановлювати над вершиною кута, який вимірюють. Для виконання перевірки потрібен ще один теодоліт, яким проектують мітку на трубі на горизонтальну площину. Для цього під штативом, на якому встановлений теодоліт, на поверхню землі горизонтально кладуть квадратну дошку з прикріпленим аркушем паперу. Допоміжним теодолітом проектують мітку на трубі з трьох станцій, вибраних так, щоб проектувальні вертикальні площини перетиналися між собою під кутом 120°, тобто містилися у вершинах рівностороннього трикутника, в центрі якого встановлено досліджуваний теодоліт.

З першої станції спостерігач наводить трубу допоміжного теодоліта на основу голки, встановленої вертикально над центром мітки на зоровій трубі досліджуваного теодоліта. Далі повертає трубу тільки у вертикальній площині так, щоб було видно аркуш паперу на дошці. У створі вертикальної площини помічник, яким керує спостерігач, наносить на протилежних краях аркуша паперу дві точки. Нехай при *КЛ* це будуть точки 1 та 1′, з'єднані штрихпунктиром (див. *рис. II.1.28. а*). Аналогічно, при *КП* наносить на папері, у створі вертикальної площини, ще дві точки 2 та 2′. Їх також з'єднують штрихпунктиром. Посередині між штрихпунктирними лініями проводять суцільну лінію, на якій і буде шукана точка – проекція центра лімба *С*. Щоб знайти

ження цієї точки на папері з контролем, необхідно виконати описані вище
е здвох станцій. У результаті, як це показано на *рис. II.1.28. б*, на перетині
ох середніх ліній отримаємо на папері проекцію центра дімба *С*. В цю точку
ней проектуватися центр сітки ниток оптичного центрира. Якщо ця умова
виконується, то виправними гвинтами сітки ниток центрира переміщають її
щоб проекція центра сітки ниток центрира збігалась із точкою *С*.

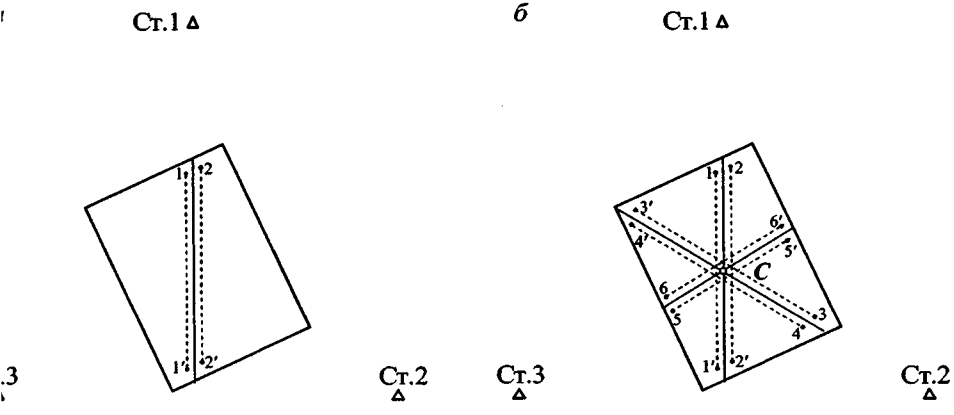


Рис. II.1.28. До питання перевірки оптичного центрира теодоліта 4Т30П

II.2. Вимірювання горизонтальних кутів

II.2.1. Встановлення теодоліта над вершиною кута

Теодоліт приводять в робочий стан у такій послідовності:

1) центрують теодоліт;

2) встановлюють вертикальну вісь теодоліта прямовисно і, тим самим, площину лімба – горизонтально;

3) встановлюють зорову трубу по оку і по предмету. Усувають паралакс сітки ниток;

4) встановлюють чітке зображення штрихового або шкалового осьопа.

Детальніше опишемо, як виконуються ці дії. Передусім потрібно, щоб ноги штатива були однакової довжини. Для цього відпускають закріпний гвинт однієї ніжки, видовжуючи її відповідно до росту спостерігача, і закріплюють гвинт цієї ніжки. Звести впритул усі три ніжки, а потім відпустити закріпні гвинти двох інших ніжок. Нижні частини цих ніжок під своєю вагою затиснуть і впиратимуться металевими наконечниками в ґрунт. Після цього необхідно закріпити закріпні гвинти цих ніжок.

Потім починають центрування. Верхню площину головки штатива встановлюють приблизно горизонтально. При цьому центр головки штатива має бути приблизно над центром знака, а кінці ніжок повинні бути вершинами рівностороннього трикутника (якщо знак закладено на горизонтальній поверхні). Далі на головку штатива встановлюють теодоліт і прикріплюють його становим гвинтом. До станового гвинта підвішують висок на нитці. Вістря виска має бути над центром знака, а головка штатива повинна залишатися горизонтальною. Якщо штатив встановлено приблизно над центром знака, то достатньо, попустивши становий гвинт, перемістити теодоліт на головці штатива або сильніше вдавити в ґрунт одну з ніжок штатива. У цей час головка штатива має залишатися горизонтальною. Якщо ж головка штатива встановлена не над центром знака, доведеться змістити штатив.

Зазначимо, що штатив встановлюють окремо від теодоліта тільки на початковій точці. На коротких лініях теодоліт переносять разом зі штативом у вертикальному положенні. Теодоліт упаковують тільки під час переїздів та переходах на значні віддалі.

Після центрування вертикальну вісь теодоліта розташовують прямовисно за допомогою циліндричного рівня в такій послідовності:

– встановлюють вісь циліндричного рівня у напрямку двох підіймальних гвинтів теодоліта і, обертаючи їх в різні боки, виводять бульбашку циліндричного рівня на середину шкали рівня (у нуль-пункт);

– відкріпивши алідаду, повертають алідадну частину теодоліта на 90°, тобто встановлюють циліндричний рівень у напрямку третього підіймального гвинта. Обертаючи цей гвинт, знову приводять бульбашку в нуль-пункт.

Якщо рівень перевірений, то після цих дій бульбашка опиниться на середині шкали або відхилятиметься на половину (максимум на одну поділку) шкали циліндричного рівня за будь-якого положення алідади. Після цього необхідно переконатись, що теодоліт зцентрований.

Встановлюють трубу теодоліта і відлікового мікроскопа у робочий стан за допомогою фокусувального гвинта (кремальєри) та окулярного кільця зорової труби і мікроскопа.

II.2.2. Вимірювання горизонтальних кутів методом прийомів

Розроблено декілька методів вимірювання горизонтальних кутів. Вибір методу залежить від вимог до точності вимірювань та наявності відповідних кутомірних приладів. Найпростішими методами, які найчастіше використовують під час вимірювань технічними теодолітами, є метод вимірювання окремого кута або ***метод прийомів***.

Точки нумерують за ходом годинникової стрілки від одиниці до *n*-ї точки. У такій послідовності і вимірюють кути. Доцільно вимірювати внутрішні кути

тона, оскільки наперед відома їх теоретична сума. Ці кути є також правими оду. Якщо спостерігач стоїть в точці "*i*", то праворуч від нього буде точка з ром "*i*-1" (задня точка), а ліворуч – точка з номером "*i*+1" (передня точка) *II.2.1*).

Над точкою "*i*" встановлюють у робочий стан теодоліт. В точках "*i*-1" та вертикально встановлюють візирні цілі (віхи). Якщо зорова труба ена окуляром до спостерігача і вертикальний круг праворуч від зорової , то говорять, що горизонтальний круг відлічують при крузі праворуч і ують (*КП*). У положенні вертикального круга ліворуч від зорової труби – рузі ліворуч (*КЛ*).

Далі виконують такі дії:

– наводять зорову трубу на задню (праву) точку і відлічують гори- льний круг;

– відкріпляють закріпний гвинт алідади. Встановивши нерухомо горизон- ий круг, обертають теодоліт за годинниковою стрілкою, наводять трубу на ню (ліву) точку і також відлічують горизонтальний круг. Для визначення го кута β_i необхідно від відліку на задню (праву) точку відняти відлік на ню (ліву) точку. Оскільки поділки на горизонтальному крузі зростають за и годинникової стрілки, то, як видно з *рис. II.2.13, а,* відлік на задню точку ди буде більшим за відлік на передню точку. Якщо нульова поділка лімба між напрямками на передню і задню точки (*рис. II.2.1, б*), відлік на ню точку буде номінально більшим за відлік на задню точку. Тоді, щоб слити значення правого кута треба до відліку на задню точку додати 360° і ієї суми відняти відлік на передню точку.

З таких вимірювань складається півприйом.

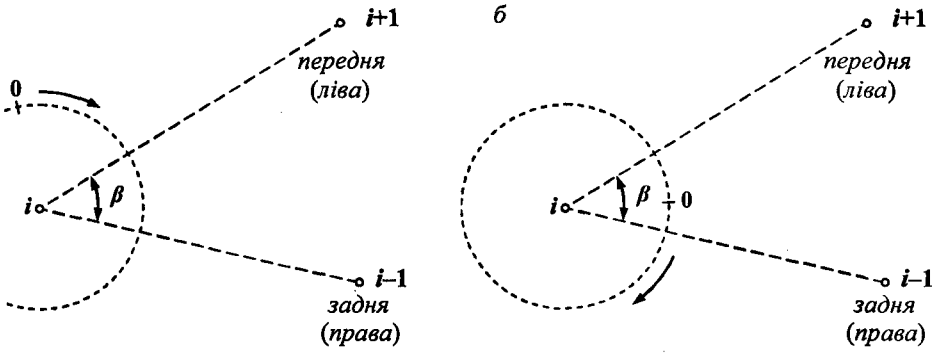


Рис. II.2.1. До вимірювання кутів та нумерації точок ходу

Другий півприйом виконують у такій самій послідовності за іншого положення вертикального круга. Для цього зорову трубу переводять через зеніт. Крім того, рекомендується в другому півприйомі повертати алідаду проти ходу годинникової стрілки.

Розходження між значеннями кута, отриманими в півприйомах, не повинні перевищувати подвійної точності відлікового пристрою теодоліта.

Якщо розходження значення горизонтального кута β у півприйомах допустиме, то обчислюють середнє значення кута із двох півприйомів.

Результати вимірювань записують у журнал, зразок якого наведено у табл. II.2.1

Для зменшення впливу похибок вимірювань кути вимірюють n прийомами з перестановкою лімба через $180^\circ/n$, де n – кількість прийомів.

Якщо передбачено вимірювання горизонтального кута тільки одним прийомом, то в другому півприйомі лімб зміщують. Для цього, перевівши трубу через зеніт:

– відкріпляють закріпний гвинт лімба та повертають теодоліт за ходом годинникової стрілки приблизно на 1°–2° (для теодолітів з односторонньою системою відліку по кругах) та приблизно на 90° (для теодолітів з двосторонньою системою відліку);

– закріпляють лімб і, відкріпивши закріпний гвинт алідади, повертаючи теодоліт за ходом годинникової стрілки, наводять трубу на точку i+1. Далі у другому півприйомі виконують дії, описані вище.

Таблиця II.2.1

Журнал вимірювання горизонтальних кутів методом окремого кута

Початок спостережень *10³⁰* Назва пункту *П 2210* Погода *похмура*

Дата *22.06.2008* Спостерігав *Гарасимчук В.* Записував *Нікулішин В.*

Номер станції стояння	Номер станції наведення	Відліки горизонтального круга		Значення кута			
				обчислене		середнє	
		°	'	°	'	°	'
I			*КЛ*				
	i–1	*183*	*28,0*				
	i+1	*150*	*24,5*	*33*	*03,5*		
			КП			*33*	*03,2*
	i–1	*3*	*27,5*	*33*	*03,0*		
	i+1	*230*	*24,5*				

II.2.3. Вимірювання горизонтального кута методом повторень

Метод повторень використовують тільки під час спостережень повто-
льними теодолітами, коли похибки відлічування більші за похибки
ання. Суть методу полягає в багаторазовому (n разів) відкладанні на лімбі
ення вимірювального кута. Розглянемо, як виконують вимірювання кута β
рис. II.2.1).

Встановивши теодоліт над вершиною кута i, візують трубу при крузі
руч (*КЛ*) на ліву точку (i+1) і відлічують горизонтальний круг (відлік $a_л$).
відлік має бути дещо більшим за $0°$. Після цього, відкріпивши
плювальний гвинт алідади, при нерухомому горизонтальному крузі,
ртаючи алідаду за ходом годинникової стрілки, наводять зорову трубу на
у точку (i-1). В результаті вимірюваний кут відкладеться на гори-
альному крузі один раз, тобто буде виконане одне повторення. Відлічують
зонтальний круг (відлік $в_к$). Відлік $в_к$ слугує тільки для приблизного
ачення величини горизонтального кута β і називається контрольним.
іпивши алідаду, відкріпляють лімб і, повертаючи алідадну частину
оліта проти ходу годинникової стрілки, візують зорову трубу знову на
у (i+1). Точне наведення здійснюють навідним гвинтом лімба. Далі знову
ріпляють закріплювальний гвинт алідади і, повертаючи її за ходом
нникової стрілки, наводять зорову трубу на точку (i–1). Тоді кут β, який
рюють, буде відкладений на горизонтальному крузі уже двічі, тобто буде
лено два повторення. Кожне наступне повторення виконують у такій самій
ідовності. Після n повторень відлічують горизонтальний круг (відлік $в_л$),
і зорова труба буде наведена в останньому відкладенні кута β на праву
у. Значення кута знаходять за формулою

$$\beta_л = \frac{в_л - a_1}{n}. \qquad (II.2.1)$$

Якщо під час вимірювання горизонтального кута β нульова поділка
а декілька разів пройде через напрямок на точку (i–1), тоді в чисельнику
мули (II.2.3) потрібно додати $360°$, помножене на таку кількість разів,
ьки було переходів нульової поділки лімба через цей напрямок. Щоб не
ити за переходами нульової поділки лімба, роблять контрольний відлік $в_к$.
мула (II.2.1) дає контрольне значення горизонтального кута β при *КЛ*.

Потім, перевівши трубу через зеніт і при *КП* відкріпивши алідаду,
одять трубу на праву точку (i–1). Відлічують горизонтальний круг (відлік

$в_п$). Відлік $в_п$ є кінцевим при *КП*. Потім відкріплюють алідаду, повертають трубу проти годинникової стрілки і наводять навідним гвинтом алідади на точку (i+1). Горизонтальний круг не відлічують. Зрозуміло, що цей відлік буде меншим від відліку $в_п$ на величину кута β. Оскільки при *КЛ* кути відкладали n разів, додаючи їх, то при *КП* ці кути, навпаки, поступово віднімають, зменшуючи їх суму.

Відтак відкріплюють лімб і повертають трубу за ходом годинникової стрілки, наводячи її на точку (i–1) навідним гвинтом лімба. Дії повторюють. За однакової кількості повторень n відлік на лімбі прямуватиме до початкового, точніше до $(a_л + 180^\circ)$. Коли труба наведена на точку (i+1), відлічують лімб $a_п$. Відлік $a_п$ буде початковим при *КП*. Вимірюваний кут β при *КП* знаходять за формулою

$$\beta_п = \frac{в - a_п}{n}. \qquad (II.2.2)$$

Числовий приклад вимірювання горизонтального кута β наведено в журналі (табл. II.2.2). Контрольний відлік 126°33′.

Таблиця II.2.2

Журнал вимірювання горизонтального кута методом повторень

Початок спостережень *10^{30}* Назва пункту *П 2210* Погода *похмура*
Кінець спостережень *11^{00}* Спостерігач *Хрупін І.* Видимість *добра*

Кількість повторень n	назва		Відліки				n-кратний кут		Значення кута β			
			a_i		$в_i$				обчислене		середнє	
	круга	пункту	°	′	°	′	°	′	°	′	°	′
3		$\beta_к$ =	**126**	**33,0**								
	КЛ	1	0	00,5			379	40,5	126	33,5	126	33,6
		2			19	41,0						
	КП	1	180	00,5			379	41,0	126	33,7		
		2			199	41,5						

Важливою особливістю цього методу є те, що можна незалежно вимірювати праві та ліві кути. Сума $\beta_л + \beta_п$ має дорівнювати 360°. Різниця $360^\circ - (\beta_л + \beta_п)$ дає істинну похибку суми кутів 2σ. Поправку, яку необхідно ввести у кожний з кутів, знайдемо за формулою

$$\sigma = \frac{360^\circ - (\beta + \beta_п)}{2}. \qquad (II.2.3)$$

Спосіб повторень широко застосовувався, коли не існувало теодолітів з ими системами відлічування, а похибки відліків становили десятки секунд. n повтореннях похибки відліків зменшуються в $\sqrt{n}$ разів. З появою ічних мікрометрів, похибки відлічування яких менші за $1''$, спосіб орення втратив значення.

Проте цей спосіб і сьогодні може використовуватися, якщо необхідно ряти горизонтальний кут точніше, ніж дає змогу точність технічного теодоліта.

.4. Вимірювання горизонтальних кутів методом кругових прийомів

Метод кругових прийомів – один з найпоширеніших способів вимірю- я горизонтальних кутів. Його доцільно використовувати, коли на пункті ше, ніж два напрямки, між якими треба виміряти горизонтальні кути (*рис.* ?). Цим методом можна знаходити кути на пункті через значення виміряних ямків.

Опишемо послідовність роботи під час вимірювання кутів методом ових прийомів. Встановлюють теодоліт над центром пункту Т (*рис II.2.2*). у візують на початковий пункт 1. Встановлюють дещо більший за 0° відлік а та відлічують горизонтальний круг (відлік a_1). Лімб залишають хомим і обертають алідаду за ходом годинникової стрілки, послідовно дячи трубу на пункти 2, 3 та знову на 1. Під час візування на кожний пункт чують горизонтальний круг (відліки $в_1, c_1, a_2$ відповідно). Повторне дення на початковий пункт є контролем нерухомості горизонтального круга ас виконання півприйому. Відліки, відлічені під час наведення на пункт 1 на початку та в кінці півприйому, повинні збігатись у межах точності візування та відлічування приладу. Якщо розходження перевищують допустиме, то півприйом повторюють.

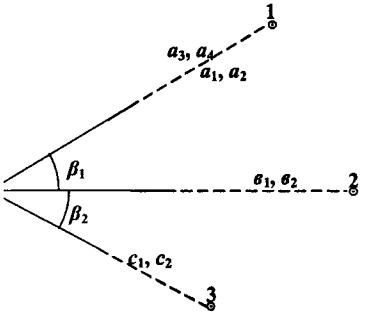


Рис. II.2.2. До вимірювання ризонтальних кутів методом кругових прийомів

Другий півприйом починають з наведення труби на початковий пункт після переведення труби через зеніт (*КП*). Далі візують послідовно на інші пункти, повертаючи алідаду проти ходу годинникової стрілки. Під час кожного наведення відлічують горизонтальний круг. Нехай ці відліки будуть $a_3, c_2, в_2, a_4$.

Як бачимо, на початковий напрямок маємо чотири відліки, на інші по два. Знайдемо середні значення відліків кожного напрямку

$$a_{сер} = \frac{a_1 + a_2 + a_3 + a_4 - 360^\circ}{4}; \quad в_{сер} = \frac{в_1 + в_2 - 180^\circ}{2}; \quad c_{сер} = \frac{c_1 + c_2 - 180^\circ}{2}.$$

Приймемо перший напрямок за найточніший і початковий і до нього приведемо інші напрямки. Для цього від усіх напрямків віднімемо $a_{сер}$. Значення приведених напрямків дорівнюватимуть

$$a_{пр} = a_{сер} - a_{сер} = 0; \quad в_{пр} = в_{сер} - a_{сер}; \quad c_{пр} = c_{сер} - a_{сер}.$$

Відповідно кути між напрямками становитимуть

$$\beta_1 = в_{пр} - a_{пр}; \quad \beta_2 = c_{пр} - в_{пр}.$$

Числовий приклад наведено в табл. II.2.3.

Маючи значення приведених напрямків, можна обчислити кути β_1 та β_2, показані на *рис II.2.2*. $\beta_1 = 68^\circ 14{,}4'$ і $\beta_2 = 61^\circ 03{,}6'$.

Щоб зменшити вплив похибок, вимірювання виконують декількома прийомами, з перестановкою лімба між прийомами на $180^\circ/n$ (де n – кількість прийомів).

Таблиця II.2.3

Журнал вимірювання горизонтальних кутів методом кругових прийомів

Початок спостережень 10^{30} Назва пункту *П 2210* Погода *похмура*
Кінець спостережень 11^{00} Спостерігач *Хрупін І.* Видимість *добра*

№ пунктів	круги	Відліки лімба	2c	$\frac{КП+КЛ}{2}$	Приведені напрямки
1	*КЛ*	0°01,0′	+1,0′	0°00,8′	
	КП	180°00,0′		0°00,5′	0°00,0′
2	*КЛ*	68°15,5′	+0,5′		
	КП	248°15,0′		68°15,2′	68°14,4′
3	*КЛ*	129°19,0′	+0,5′		
	КП	309°18,5′		129°18,8′	129°18,0′
1	*КЛ*	0°01,5′	+0,5′		
	КП	180°01,0′		0°01,2′	0°00,0′

II.2.5. Похибки, які впливають на точність вимірювання горизонтальних кутів

Вимірювання горизонтальних кутів, як і інші вимірювання, супроводжуються похибками, які можна поділити на такі п'ять груп:

1. Похибки, які виникають під час виготовлення та юстування теодоліта ıадові похибки).
2. Похибка центрування теодоліта.
3. Похибки центрування візирних цілей (похибки редукції).
4. Похибка власне виміряного кута (похибки візування зорової труби та ıування горизонтального круга).
5. Похибки за вплив зовнішніх умов.

Розглянемо детально вплив перелічених похибок на точність вимірювання ıонтальних кутів.

1. Приладові похибки спричинені:

- неперпендикулярністю візирної осі до осі обертання зорової труби маційна похибка);
- нахилом обертання зорової труби (горизонтальної осі);
- нахилом осі обертання теодоліта (вертикальної осі);
- нахилом (негоризонтальністю) площини лімба;
- ексцентриситетом алідади відносно лімба;
- похибками нанесення поділок лімба;
- реном шкалового мікроскопа.

Вплив усіх цих похибок на точність кутових вимірювань детально розıється в курсі "Геодезія", (частина 2). Їхній вплив можна виключити або враги, застосовуючи відповідну методику спостережень або вводячи в результати ıювань поправки, які визначають під час дослідження приладів. Взагалі ці бки не регламентують точності кутових вимірювань технічними теодолітами.

2. Похибка центрування теодоліта.

Нехай потрібно виміряти кут *ABC* (*рис. II.2.3*), вершина якого – точка *B*. ıустимо, що теодоліт встановлено не в точці *B*, а з деякою похибкою в і *B'*. Лінійна величина похибки центрування *e*. Тоді, як видно з *рис. II.2.3*, рюватимуть не кут β, а кут β'.

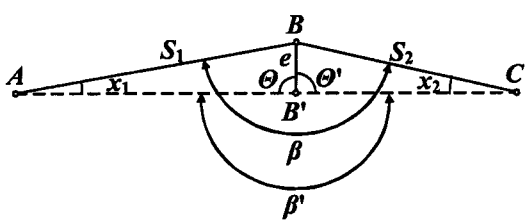


Рис. II.2.3. Похибка за центрування

З трикутників *ABB'* та *CBB'* можемо записати:

$$\frac{\sin x_1}{e} = \frac{\sin \Theta}{S_1}, \qquad (II.2.4)$$

$$\frac{\sin x_2}{e} \quad \frac{\sin \Theta'}{S_2}. \tag{II.2.5}$$

Оскільки кути x_1 та x_2 – малі, то

$$x_1' = \frac{e \cdot \sin \Theta}{S_1} \rho', \tag{II.2.6}$$

$$x_2' = \frac{e \cdot \sin \Theta'}{S_2} \rho'. \tag{II.2.7}$$

Величини e і Θ називаються лінійним і кутовим елементами центрування відповідно.

З *рис. II.2.3* очевидно, що

$$\beta = \beta' - (x_1 + x_2). \tag{II.2.8}$$

За однакового значення e максимальна різниця між β та β' буде, коли $\Theta = \Theta' = 90°$. Тоді, якщо рівні сторони $S_1 = S_2 = S$, матимемо $x_1 = x_2 = x$, а похибка в кутових мінутах у куті β становитиме $\sigma' \leq 2x'$. При цьому:

$$\sigma' = 2 \cdot \frac{e}{S} \cdot \rho'. \tag{II.2.9}$$

Як бачимо з формули (II.2.9), похибка за центрування теодоліта прямо пропорційна до величини e і обернено пропорційна до S.

Відомо, що похибку центрування нитковим виском можна прийняти такою, що дорівнює 1 см. На основі формули (II.2.9), якщо S = 200 м, $\rho' = 3437'$, $\sigma = 0{,}34' \approx 20''$. Однак за малих довжин S ця похибка буде значно більшою. Так, при S = 20 м, $\sigma \approx 200''$. Щоб її зменшити, потрібно центрувати прилади оптичними центрирами.

3. Похибки редукції.

Під похибкою редукції розуміють неточне встановлення візирних цілей (наприклад, віх) над точками наведення. Нехай під час вимірювання кута ABC (*рис. II.2.4*) віхи були встановлені не в точках A і C, а в точках A' і C' з похибками e_1' і e_2'. Аналогічно з *рис. II.2.4*, як і під час визначення похибки за центрування теодоліта, можна записати:

$$\frac{\sin y_1'}{e_1'} = \frac{\sin \Theta_1'}{S_1}, \tag{II.2.10}$$

$$\frac{\sin y_2'}{e_2'} = \frac{\sin \Theta_2'}{S_2}. \tag{II.2.11}$$

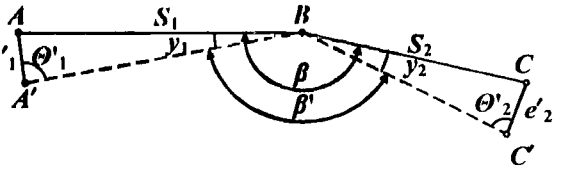


Рис. II.2.4. Похибка за редукцію

Враховуючи, що кути y_1 і y_2 – малі, ці формули запишемо так

$$y_1' = \frac{e_1' \cdot \sin \Theta_1'}{S_1} \rho', \qquad (II.2.12)$$

$$y_2' = \frac{e_2' \cdot \sin \Theta_2'}{S_2} \rho'. \qquad (II.2.13)$$

З *рис. II.2.6* видно також, що

$$\beta = \beta' + \left(y_1' + y_2' \right). \qquad (II.2.14)$$

Максимальною різниця між β та β' буде, коли $\Theta_1' = \Theta_2' = 90^\circ$. Якщо они рівні, тобто $S_1 = S_2 = S$, матимемо $y_1' = y_2' = y$, а похибка в кутових тах у куті β буде $\sigma_1' \le 2y$ або

$$\sigma'_1 = 2 \cdot \frac{e'}{S} \rho'. \qquad (II.2.15)$$

Як бачимо з формули (II.2.15), якщо однакові елементи редукції і грування e і Θ та рівні довжини S, вплив центрування такий самий, як і кції. Потрібно також зважати на небезпеку впливу редукції, коли короткі они. Для встановлення візирних цілей над центрами знаків слід истуватися віхотримачами; наводити зорову трубу на віхи якнайнижче, щоб бутися впливу можливого нахилу віхи; заміняти віхи шпильками.

Звернемо увагу на одну особливість впливу на кутові виміри центрування едукції. Як видно з *рис. II.2.3* та *рис. II.2.4*, похибка центрування завжди сить похибку у величину кута, який вимірюють. Редукція вносить похибку в чину кута тільки тоді, коли віхи встановлені з похибкою не в створах ліній та S_2.

У курсі "Геодезія" (частина 2) [18] показано, що в середньому похибки грування більші за похибки редукції в $\sqrt{2}$ рази.

4. Похибка власне вимірювання кутів.

Похибки власне вимірювання кутів для різних методів їх вимірювання і і залежать в основному від похибок візування та відлічування. Розглянемо,

як діють ці похибки під час вимірювання кутів методом прийомів, який найчастіше використовується, якщо вимірювання виконують технічними теодолітами.

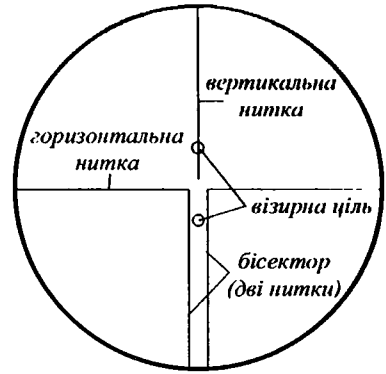


Рис. II.2.5. Наведення сітки ниток на візирну ціль

Похибка візування залежить від виду сітки ниток, розмірів візирної цілі та здатності людського ока оцінити суміщення вертикальної нитки сітки ниток або середини бісектора з візирною ціллю. Можна користуватися вертикальною ниткою або бісектором, як це показано на *рис. II.2.5*: нитка розділяє ціль на дві рівні частини або візирна ціль розміщена симетрично відносно двох ниток бісектора. Яке з наведень точніше, повинен оцінити сам спостерігач, залежно від розмірів візирної цілі. Часто доцільно наводити зорову трубу на візирну ціль точкою перетину вертикальної і горизонтальної ниток сітки ниток.

Введемо поняття ***критичний кут зору*** – мінімальний кут, за якого людина ще бачить дві точки окремо. Цей кут для людини з нормальним зором приблизно дорівнює $60''$. З такою похибкою людина здатна сумістити дві точки. Якщо кути менші, проміжок між точками стає непомітним. Оскільки людина спостерігає візирну ціль через зорову трубу, яка має збільшення $r^{\times}$, то для озброєного ока критичний кут зору τ''

$$\tau'' = \frac{60''}{r^{\times}}. \qquad \text{(II.2.16)}$$

Кут τ'' можна вважати ***граничним***.

Збільшення зорової труби в технічних теодолітах $20^{\times}$, відповідно $\tau'' = 3''$.

Оскільки зорову трубу під час вимірювання горизонтального кута наводять на ліву і праву точки, то похибка у значенні кута внаслідок похибки візування буде: $m_v = 3''\sqrt{2} = 4{,}2''$.

5. Похибка відлічування горизонтального круга.

Під час відлічування шкалового мікроскопа спостерігач оцінює на око положення нуль-пункту відносно найменшої поділки шкали мікроскопа. Інакше кажучи, спостерігач окомірно поділяє найменшу поділку шкали на 10 частин.

З досвіду відомо, що такий окомірний поділ виконується з точністю $0{,}15\mu$, де μ – ціна найменшої поділки шкали. Тому похибка відліку $m_{\text{в}}$ становить:

$$m_{\text{в}} = 0{,}15\,\mu. \qquad \text{(II.2.17)}$$

У технічних теодолітах зазвичай $\mu = 5'$. Тому

$$m_в = 0{,}15\,\mu = 0{,}15 \cdot 5' = 0{,}75' = 45''.$$

Цю похибку можна також вважати граничною.

Як бачимо, похибка відлічування найбільша з усіх похибок кутових ювань, які ми розрахували. Оскільки $m_в$ – це похибка відліку, а кут β ачається як різниця відліків

$$\beta = в - а, \qquad (II.2.18)$$

та $в$ – відліки горизонтального круга під час наведення зорової труби на і праву візирну цілі відповідно, то похибка у значенні кута, зумовлена бками відліків, дорівнюватиме:

$$m_{\beta,в} = 0{,}15\mu \cdot \sqrt{2}\,. \qquad (II.2.19)$$

$$m_{\beta,в} = 1{,}06' = 64'' \approx 1{,}0'.$$

6. Похибки, викликані зовнішніми умовами.

Можна назвати три зовнішні фактори, що впливають на результати ших вимірювань:

- неабсолютна прозорість атмосфери;
- коливання зображень візирних цілей, спричинене турбулентністю сфери;
- бокова рефракція.

Перший фактор зменшує яскравість та чіткість зображення візирних . Коливання ж роблять зображення візирної цілі рухомим, що ускладнює наведення на них центра сітки ниток. Тому під час високоточних кутових ювань рекомендується виконувати спостереження у періоди спокійних жень, тобто в похмуру погоду, а також вранці та ввечері.

Однак з усіх цих факторів тільки бокова (горизонтальна) рефракція може но вплинути на точність кутових вимірювань технічними теодолітами. ві вимірювання часто виконують на вулицях міст вздовж забудов, йних доріг, залізниць, рік. Коли сонце нагріває стіни будинків, на ковій висоті біля них і на середині проїжджої частини вулиці виникає ла різниця температур, яка може досягати $1 \div 3^\circ C$. Температура повітря будинків вища, ніж над серединою вулиці. Густина повітря зростає з ленням від стін будинків, так само збільшується в горизонтальній площині азник заломлення повітря. В результаті світло, що йде від точок A і C до і B (*рис. II.2.б*), поширюватиметься не прямолінійно (пунктирні лінії), а олінійно, до того ж криві повернуті випуклістю до стін.

За таких умов достатньо трубу спрямувати по дотичних BA' та BC' і ерігач побачить точки A і C та вважатиме, що труба спрямована по хордах. равді це не так, тому що вимірюватиметься кут β', а не β. Кути δ_1 та δ_2

між дотичними та хордами, показаними на *рис. II.2.6*, називаються ***кутами бокової рефракції***. Кут β буде спотворено на суму кутів δ_1 та δ_2.

У [15] виведена формула бокової рефракції

$$\delta = 8{,}132 \frac{P}{T^2} \frac{dt}{dy} S, \qquad (II.2.20)$$

де P – тиск повітря, мбар; T – абсолютна температура повітря; $\frac{dt}{dy}$ – горизонтальний градієнт температури повітря (різниця температур в точках на віддалі 1 м в горизонтальному напрямку, перпендикулярному до стін будинків).

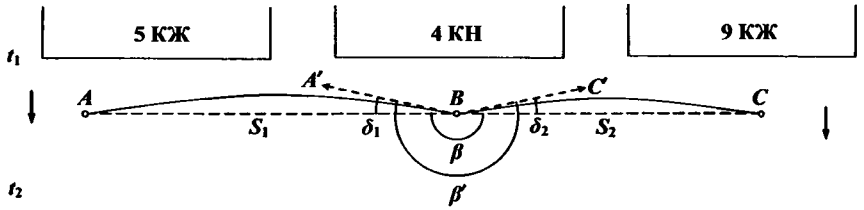


Рис. II.2.6. Вплив бокової рефракції на результати вимірювання горизонтальних кутів

Якщо $P = 900$ мбар; $T = 300^\circ K$; $\frac{dt}{dy} = 0{,}5 \frac{градус}{м}$; $S = 200$ м, матимемо

$$\delta = 8{,}132 \frac{900}{(300)^2} 0{,}5 \cdot 200 = 8''.$$

Якщо $S_1 = S_2 = S$, отримаємо $\delta_1 + \delta_2 = m_{б.реф} = 16''$.

Аналогічні метеорологічні умови створюються біля доріг, вздовж рік. Так, над асфальтним покриттям доріг температура повітря вища, ніж над узбіччям і навпаки, біля берега над водою вдень температура повітря, як правило, нижча, ніж над берегом.

Такі похибки, внаслідок дії бокової рефракції, також можна вважати граничними.

II.2.6. Виведення формули допустимої кутової нев'язки у кутомірному ході або полігоні

Сумарна похибка вимірювання окремого горизонтального кута з півприйому має п'ять складових:

1) похибка центрування $m_ц = 20''$;

2) похибка редукції $m_{ред} = 20''$;

3) похибка візування m_v 4,2″;

4) похибка відліку $m_B = 64''$;

5) похибка бокової рефракції $m_{б.реф} = 16''$.

Усі ці похибки граничні, тобто максимально можливі. Тому можна исати:

$$m_{\beta_{П/Пр}}{}^2 = m_ч{}^2 + m_{ред}{}^2 + m_v{}^2 + m_B{}^2 + m_{б.реф}{}^2. \qquad (II.2.21)$$

Числове значення похибки становить

$$m_{\beta_{П/Пр}} = \sqrt{20^2 + 20^2 + 4{,}2^2 + 64^2 + 16^2} = 72''.$$

Оскільки горизонтальні кути вимірюють повним прийомом (за двох ожень вертикального круга, тобто *КЛ* і *КП*), то

$$m_{\beta_{Пр}} = \frac{m_{\beta_{П/П}}}{\sqrt{2}} = \frac{72}{1{,}414} = 51'' \approx 1'.$$

Нехай кількість сторін у будь-якому ході дорівнює *n*. Тоді в полігоні буде ьки ж кутів, скільки є сторін. Якщо маємо розімкнений хід між точками з омими координатами, то у такому ході (враховуючи прилеглі кути) *n*+1 ів.

Відповідно до вищесказаного допустимі (для полігона і ходу) нев'язки сна обчислити за формулами:

$$доп.\, f_\beta = 1'\sqrt{n} \quad (для\ полігонів), \qquad (II.2.22)$$

$$доп.\, f_\beta = 1'\sqrt{n+1} \quad (для\ розімкнених\ ходів). \qquad (II.2.23)$$

II.2.7. Знімальна (робоча) геодезична основа

Для картографування території будь-якої держави, особливо такої великої, Україна, дуже важливо створити математичну основу, тобто мережу езичних пунктів, закріплених на місцевості. Координати цих пунктів инні мати єдиний для цієї держави початок координат. Такі мережі, які люють територію усієї країни, називають державними геодезичними жами (ДГМ). Пункти ДГМ мають просторові, тобто планові (X, Y), та тні (H) координати. Під час горизонтального знімання використовують ки планові координати (X, Y).

Відомо, що ДГМ складається з:

– астрономо-геодезичної мережі першого класу;

– геодезичної мережі другого класу;

– геодезичної мережі згущення третього класу.

ДГМ є головною геодезичною основою знімань. Мінімальна довжина ін ДГМ згущення третього класу становить 8 км, і у такому разі один пункт

припадатиме на площу території в 60-70 км^2. Тому цієї мережі недостатньо для детального знімання території у великих масштабах і для цього додатково створюють ***мережу згущення***.

Чинна Інструкція [8] вимагає: на територіях, де виконуватимуть знімання в масштабі 1:5000, потрібен один пункт планової основи на 20–30 км^2 і один репер нівелювання на 10–15 км^2; на територіях, де ведеться знімання в масштабі 1:2000 і більших, необхідно мати хоча б один пункт планової основи на територію 5–15 км^2 і один репер нівелювання на 5–7 км^2.

Раніше мережі згущення поділялись на:

мережі полігонометрії, трилатерації, тріангуляції 4-го класу;

мережі полігонометрії, трилатерації, тріангуляції 1-го та 2-го розрядів;

мережі технічного та тригонометричного нівелювання.

У сучасній геодезії, завдяки застосуванню нової вимірювальної техніки, зменшилась диференціація мереж за точністю. Вважають, що недоцільно будувати розрядні мережі, а відразу після мереж 4-го треба класу переходити до ***знімальних мереж***.

Знімальні геодезичні мережі є основою для виконання знімання усіх масштабів топографічних карт та інших робіт.

Найпоширенішим методом побудови знімальної мережі є ***теодолітний хід***. Він є кутомірним ходом і принципово не відрізняється від полігонометричного, лише точність вимірювання кутів та ліній у теодолітному ході значно нижча.

Класичним теодолітним ходом є хід, у якому кути вимірюють технічними теодолітами з точністю, не нижчою за 1′, а довжини ліній – мірною стрічкою з відносною похибкою, не меншою від 1/2000.

Сучасні теодолітні ходи можна прокладати і точнішими приладами. Як правило, в сучасних теодолітних ходах лінії вимірюють електронними тахеометрами. Останніми точніше можна вимірювати і горизонтальні кути.

Робоча основа створюється також побудовою знімальних тріангуляційних мереж (ланцюгів трикутників або чотирикутників), знімальної трилатерації, прямими, оберненими та комбінованими засічками, вставками окремих пунктів у трикутник, у кут тощо. Густота пунктів знімальної основи має бути такою, щоб віддалі між точками робочої основи для масштабу знімання 1:5000 не перевищували 500 м, а для масштабу знімання 1:2000 – 200 м.

Враховуючи, що планшет прямокутного розграфлення масштабу 1:5000 має розмір 40×40 см, а масштабу 1:2000 – 50×50 см, то на планшеті прямокутної розграфлення масштабу 1:5000 має бути 25 пунктів основи, а на планшеті масштабу 1:2000 – 36 пунктів.

Якщо знімання виконують електронним тахеометром, то довжини сторін робочої основи можна збільшити вдвічі до 1000 і 400 м відповідно. Тоді

кість пунктів робочої основи також зменшиться приблизно вдвічі. ажимо, що залежно від складності ситуації на ділянці знімання кількість ктів знімальної основи може змінюватися.

II.2.8. Необхідна точність математичної основи аперових та електронних карт. Проектування теодолітних ходів

Необхідну точність математичної основи планів та карт досі визначали на таві точності масштабу паперових карт. Точність масштабу таких карт – це зонтальний відрізок на місцевості, якому на карті відповідає 0,1 мм, тобто етр кола на папері від наколу голкою циркуля-вимірника. Відрізку 0,1 мм, иклад, на карті масштабу 1:5000 відповідає 0,5 м на місцевості. Якщо з ї карти графічно визначають координати, то точніше їх визначити жливо. Це означає, що знати координати точок основи точніше 0,1 мм ності масштабу) не потрібно.

Проте координати точок з електронних карт визначаються не графічно, ототожнюються з координатами пікселів. Отже, точність координат, ачених з електронної карти, залежить від розмірів пікселів. Якщо розмір ла 25 мікрон, тобто 0,025 мм, то для електронних карт точність матичної основи (координат геодезичної основи) треба збільшити в чотири (0,1/0,025 = 4). Це реально, оскільки в наш час підвищилася точність вих і особливо лінійних вимірів з появою електронних тахеометрів.

Для паперових карт допускаються нев'язки в ходах основи відповідно:

для масштабу 1:5000 – 2 м;
для масштабу 1:2000 – 0,8 м;
для масштабу 1:1000 – 0,4 м;
для масштабу 1:500 – 0,2 м.

Після розподілу нев'язок (врівноваження) можна очікувати, що імальні похибки в координатах є меншими у два рази. Зменшимо тимі нев'язки ходів вдвічі. Матимемо такі допустимі нев'язки:

для масштабу 1:5000 – 1 м;
для масштабу 1:2000 – 0,4 м;
для масштабу 1:1000 – 0,2 м;
для масштабу 1:500 – 0,1 м.

Тепер очікувані похибки координат становлять:

для масштабу 1:5000 – 0,5 м;
для масштабу 1:2000 – 0,2 м;
для масштабу 1:1000 – 0,1 м;
для масштабу 1:500 – 0,05 м.

Як бачимо, допустимі похибки координат зменшилися відносно нев'язок ри рази (так, для масштабу 1:500 допуск був 0,2 м, а став – 0,05 м).

Зауважимо:

1) допустимі похибки теодолітних ходів, що врівноважуються, можуть бути вдвічі більшими від похибок у висячих ходах, які не врівноважуються;

2) за запропонованих допусків, похибка в координатах основи найбільшого масштабу знімання 1:500 становить 5 см. Це узгоджується з максимальною допустимою похибкою для ДГМ згущення 3-го класу.

Перейдемо до проектування теодолітних ходів. Для простоти розрахунків розглянемо витягнутий (горизонтальні кути $\beta_i \approx 180^\circ$, рівносторонній хід (*рис. II.2.7*), прокладений між пунктами *A* і *B* з відомими координатами.

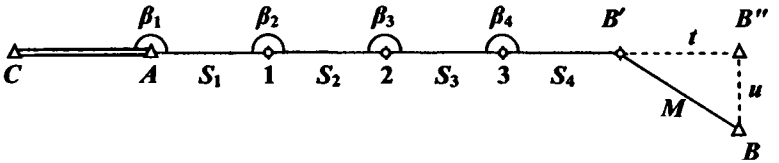


Рис. II.2.7. Схема витягнутого, рівностороннього теодолітного ходу

За виміряними лініями та кутами графічно побудуємо цей хід на папері. Оскільки виміряні лінії і кути мають похибки, то кінцева точка ходу *B′* не збігається з точкою *B*. Графічними похибками побудови ходу при цьому нехтуємо.

З *рис. II.2.7* видно, що у витягнутому ході лінійні похибки можуть змістити точку *B′* вздовж ходу (далі або ближче), а похибки вимірювання кутів можуть змістити точку *B′* впоперек ходу (ліворуч або праворуч від осі ходу). Тобто похибки вимірювання ліній спричиняють поздовжнє зміщення *t*, а похибки вимірювання кутів – поперечне зміщення *u*. Величину *M*, яка дорівнює відрізку *BB′*, називають ***нев'язкою.*** З прямокутного трикутника $BB''B'$, запишемо

$$M^2 = t^2 + u^2. \qquad \text{(II.2.24)}$$

У розгорнутому вигляді формула похибки *M* для висячого ходу подається так:

$$M^2 = \frac{1}{n}\left(\frac{1}{N}\right)^2 L^2 + \frac{n+1{,}5}{3}\left(\frac{m''_\beta}{\rho''}L\right)^2. \qquad \text{(II.2.25)}$$

Якщо ж хід врівноважено (під час врівноваження вважають, що координати точок *A* і *B* – безпомилкові і не отримують поправок), то максимальна похибка координат *M* буде посередині ходу. Тоді формула для визначення похибки *M* набуває вигляду

$$M^2 = \frac{1}{n}\left(\frac{1}{N}\right)^2 L^2 + \frac{n+3}{12}\left(\frac{m''_\beta}{\rho''}L\right)^2. \qquad \text{(II.2.26)}$$

У формулах (II.2.25) і (II.2.26) прийнято такі позначення: n кількість й ходу; N знаменник відносної похибки вимірювання ліній; L – довжина у; $L = S \cdot n$, де S – довжина ліній ходу; m_β'' – похибка вимірювання изонтальних кутів; ρ'' – кількість кутових секунд в одному радіані $= 206265''$).

Під час проектування ходів визначають оптимальну кількість ліній ходу – а якої похибки M будуть найменшими. Оптимальне значення n зазвичай кодять за умови, що поздовжнє зміщення t ходу точно дорівнює еречному u. Умову такої рівності найпростіше записати на підставі формул !.25) і (II.2.26) так:

$$\frac{1}{n}\left(\frac{1}{N}\right)^2 L^2 = \frac{n+1{,}5}{3}\left(\frac{m_\beta''}{\rho''}L\right)^2; \qquad \text{(II.2.27)}$$

$$\frac{1}{n}\left(\frac{1}{N}\right)^2 L^2 = \frac{n+3}{12}\left(\frac{m_\beta''}{\rho''}L\right)^2. \qquad \text{(II.2.28)}$$

Після деяких перетворень цих формул матимемо:

$$N^2 (m_\beta'')^2 = \frac{3 \cdot \rho''^2}{n^2 + 1{,}5 \cdot n}; \qquad \text{(II.2.29)}$$

$$N^2 (m_\beta'')^2 = \frac{12 \cdot \rho''^2}{n^2 + 3 \cdot n}; \qquad \text{(II.2.30)}$$

Формули (II.2.29) і (II.2.30) встановлюють точне співвідношення між N та а шукане значення можна обчислити з формул, які можна записати у іяді квадратних рівнянь:

а) для висячих ходів

$$n^2 + 1{,}5n - q = 0, \qquad \text{(II.2.31)}$$

$$n = -0{,}75 \pm \sqrt{(0{,}75)^2 + q}, \qquad \text{(II.2.32)}$$

$$q = \frac{3 \cdot \rho''^2}{N^2 (m_\beta'')^2}, \qquad \text{(II.2.33)}$$

б) для ходів, прокладених між точками з відомими координатами

$$n^2 + 3n - q = 0, \qquad \text{(II.2.34)}$$

$$n = -1{,}5 \pm \sqrt{(1{,}5)^2 + q}, \qquad \text{(II.2.35)}$$

$$q = \frac{12 \cdot \rho''^2}{N^2 (m_\beta'')^2}, \qquad \text{(II.2.36)}$$

Оскільки проектант допустимі значення похибок M знає наперед (вони ні Інструкцією [8], і залежно від масштабу знімання дорівнюють: 2 м, 1,0 м,

0,6 м, 0,3 м для знімання у масштабі 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500 відповідно), то залишилося знайти допустимі довжини L ходів. Для цього спочатку, враховуючи, що $t = u$, запишемо формули II.2.25 і II.2.26 так:

а) для висячих ходів

$$M^2 = 2\frac{1}{n}\left(\frac{1}{N}\right)^2 L^2; \qquad \text{(II.2.37)}$$

$$M^2 = 2\frac{n+1{,}5}{3}\left(\frac{m''_\beta}{\rho''}L\right)^2; \qquad \text{(II.2.38)}$$

б) для ходів, прокладених між пунктами з відомими координатами,

$$M^2 = 2\frac{1}{n}\left(\frac{1}{N}\right)^2 L^2; \qquad \text{(II.2.39)}$$

$$M^2 = 2\frac{n+3}{12}\left(\frac{m''_\beta}{\rho''}L\right)^2. \qquad \text{(II.2.40)}$$

Як бачимо, отримано для цих ходів по дві формули: основну і контрольну. Формули рівноточні. Залишається останні чотири формули розв'язати відносно довжин ходів L. Відповідно одержимо:

а) для висячих ходів

$$L_{доп} = \frac{M_{доп.\,ходу}\cdot\sqrt{n}\cdot N}{\sqrt{2}}; \qquad \text{(II.2.41)}$$

$$L_{доп} = \frac{M_{доп.\,ходу}\cdot\rho''\cdot\sqrt{3}}{m_\beta''\cdot\sqrt{2}\cdot\sqrt{n+1{,}5}}; \qquad \text{(II.2.42)}$$

б) для ходів, прокладених між пунктами з відомими координатами,

$$L_{доп} = \frac{M_{доп.\,ходу}\cdot\sqrt{n}\cdot N}{\sqrt{2}}; \qquad \text{(II.2.43)}$$

$$L_{доп} = \frac{M_{доп.\,ходу}\cdot\rho''\cdot\sqrt{6}}{m_\beta''\cdot\sqrt{n+3}}. \qquad \text{(II.2.44)}$$

Надалі, якщо треба збільшити довжину ходу, то це можна зробити, змінивши відношення $k = \frac{t}{u}$. Досі ми користувалися відношенням $k = \frac{t}{u} = 1$. Якщо, наприклад, поздовжнє зміщення t зменшити в 20 разів, тоді знаменник N відносної похибки вимірювання ліній збільшиться з N=2000 до N=40000. При цьому $t_{нов} = \frac{t}{20}$. Тоді нова похибка $M^2_{нов} = t^2_{нов} + u^2$.

Оскільки похибки M прямо пропорційні до довжин ходів L, то можемо исати:

$$M_{нов} \cdot L_{нов} = M \cdot L = const. \qquad (II.2.45)$$

Звідси нову допустиму довжину ходу $L_{нов}$ знайдемо за простою формулою

$$L_{нов} = \frac{M \cdot L}{M_{нов}}. \qquad (II.2.46)$$

Наведемо приклад проектування теодолітного ходу. Нехай потрібно роектувати хід для знімання у масштабі 1:5000. Вихідні параметри відомі:

$M_{доп} = 2$ м – допустима нев'язка ходу;

$m_\beta = 1'$ – точність вимірювання горизонтальних кутів;

$N = 2000$ – знаменник відносної похибки вимірювання ліній мірною чкою.

Спочатку знайдемо оптимальну кількість ліній ходу, коли $t = u$. ристаємося формулами (II.2.35) і (II.2.36)

$$q = \frac{12 \cdot \rho''^2}{N^2 (m_\beta'')^2} = \frac{12 \cdot (3438)^2}{(2000)^2 \cdot 1} = 35{,}46,$$

$$n = -1{,}5 \pm \sqrt{(1{,}5)^2 + q} = -1{,}5 \pm \sqrt{(1{,}5)^2 + 35{,}46} = -1{,}5 \pm 6{,}14 = 4{,}64 \approx 5 \text{ ліній.}$$

Далі, з формул (II.2.43) і (II.2.44), отримаємо значення довжини ходу з ролем.

$$L_{доп} = \frac{M_{доп.\,ходу} \cdot \sqrt{n} \cdot N}{\sqrt{2}} = \frac{2 \cdot \sqrt{4{,}64} \cdot 2000}{\sqrt{2}} = 6093 \text{ м};$$

$$L_{доп} = \frac{M_{доп.\,ходу} \cdot \rho'' \cdot \sqrt{6}}{m_\beta'' \cdot \sqrt{n+3}} = \frac{2 \cdot 3438 \cdot \sqrt{6}}{1 \cdot \sqrt{4{,}64+3}} = 6093 \text{ м.}$$

Кінцевий контроль можна виконати за формулою (II.2.26)

$$M^2 = \frac{1}{n}\left(\frac{1}{N}\right)^2 L^2 + \frac{n+3}{12}\left(\frac{m_\beta''}{\rho''} L\right)^2 = \frac{1}{4{,}64}\left(\frac{1}{2000}\right)^2 \cdot (6093)^2 +$$

$$+ \frac{4{,}64+3}{12}\left(\frac{1}{3438} 6093\right)^2 = 4{,}000 \text{ м}^2. \; M = 2 \text{ м},$$

беззаперечним доказом правильного визначення допустимої довжини ходу.

Якщо потрібно прокласти довший хід, мірну стрічку замінюють світлоалеміром, для якого N =40000. Тоді точність вимірювань довжин ліній гає в 20 разів. Справді, $\frac{40000}{2000} = 20$. Тому

$$t_{нов}^2 = \frac{t^2}{(20)^2} = \frac{1{,}0}{400} = 0{,}0025.$$

Знайдемо $M_{нов}$

$$M^2_{нов} = t^2_{нов} + u^2 - 0{,}0025 + 1{,}0 = 1{,}0025 .$$

$$M_{нов} = 1{,}0012 \text{ м.}$$

Відповідно до формули (II.2.46) матимемо

$$L_{нов} = \frac{M \cdot L}{M_{нов}} = \frac{2 \cdot 3047}{1{,}0012} = 12171 \text{ м.}$$

Цей результат також можна перевірити за (II.2.26).

Згідно з чинною Інструкцією [8] п. 5.1.11 теодолітні ходи з використанням теодолітів, мірних стрічок та рулеток прокладають з граничними відносними 1:3000, 1:2000, 1:1000 відповідно до табл. II.2.4.

Таблиця II.2.4

Масштаби	$\Delta_{гр}$ = 0,2 мм			$\Delta_{гр}$ = 0,3 мм	
	$\frac{1}{N} = \frac{1}{3000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{2000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{1000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{2000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{1000}$
	Допустимі довжини ходів між вихідними пунктами, км				
1:5000	6,0	4,0	2,0	6,0	3,0
1:2000	3,0	2,0	1,0	3,6	1,5
1:1000	1,8	1,2	0,6	1,5	1,5
1:500	0,9	0,6	0,3	-	-

Теодолітні ходи з використанням оптичних теодолітів і світловіддалемірів та електронних тахеометрів прокладають з граничними відносними помилками 1:2000 відповідно до даних, наведених у табл. II.2.5.

Таблиця II.2.5

Масштаб	$\Delta_{гр}$ = 0,2 мм		$\Delta_{гр}$ = 0,3 мм	
	Допустимі довжини ходів	Допустима кількість сторін	Допустимі довжини ходів	Допустима кількість сторін
1:5000	12,0	30	16,0	40
1:2000	7,0	20	9,0	30
1:1000	4,0	20	6,0	20
1:500	2,0	20	-	-

Крім цього, сторони теодолітних ходів можуть змінюватися в межах, наведених у табл. II.2.6.

Таблиця II.2.6

Допустимі довжини сторін теодолітних ходів, м

Територія знімання	Лінії вимірюють стрічкою		Лінії вимірюють світловіддалеміром	
	найменша	найбільша	найменша	найбільша
забудована	40	350	40	1500
забудована	20	350	20	1000

Підсумовуючи, зробимо такі висновки:

1. Розраховано допустимі довжини теодолітних ходів з оптимальною істю ліній n, за умови $t = u$. Оскільки співвідношення $k = t/u$ можна овати, то відповідно змінюватимуться і допустимі довжини ходів.

2. Якщо t < u, то, не змінюючи точності вимірювання кутів, можна шити допустиму довжину ходу. Тоді точок ходу стане менше, а значить, і ходу. Тобто проектують хід з довшими сторонами. Зрозуміло, що стимі довжини ходів можна збільшити, навіть не змінюючи кількості кутів ці, достатньо точніше вимірювати кути.

3. У табл. II.2.4 наведено допустимі довжини ходів, що прокладають між точ- з відомими координатами. Допустимі довжини висячих ходів удвічі коротші.

II.3. Виконання горизонтального знімання (польові роботи)

II.3.1. Прокладання теодолітних ходів

Польові роботи розпочинають з рекогностування, тобто закріплення ини теодолітних ходів на місцевості знаками. Вибирають місця закладання гів так, щоб:

1) з кожного з них було видно сусідні пункти ходу;

2) поверхня землі між двома сусідніми пунктами ходу була сприятлива имірювання ліній стрічкою;

3) пункти закладають в місцях тривалого їх збереження і зручних для ювання кутів;

4) з пунктів теодолітного ходу було видно значну частину місцевості;

5) довжини сторін теодолітного ходу повинні бути в межах, наведених у II.2.5. Усі пункти теодолітних ходів на забудованих територіях згідно з укцією [8] закріпляють центрами довготривалого збереження (*рис. II.3.1*).

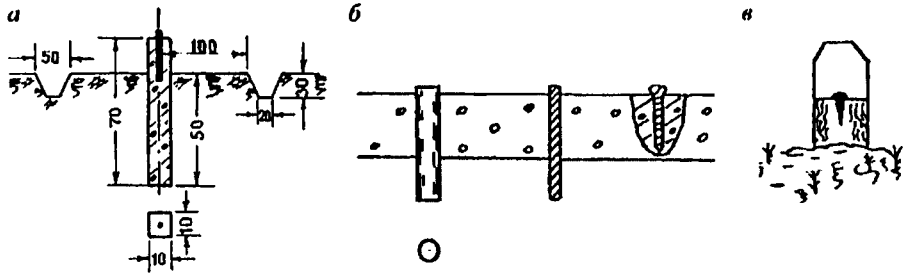


Рис. II.3.1. Типи центрів знімальної основи тривалого збереження: а – бетонний паралелепіпед; б – металева труба, штир, залізничний костиль, які забетоновані (вбиті) у тверде покриття; в – пень із забитим цвяхом, штирем

Зімкнутий теодолітний хід має вигляд полігона або багатокутника. Вершини багатокутника є пунктами зімкнутого теодолітного ходу. Лінії між сусідніми пунктами – сторони теодолітного ходу, а кути, утворені горизонтальними прокладеннями цих ліній, – горизонтальні кути теодолітного ходу (*рис. II.3.2*).

Лінії та кути теодолітного ходу вимірюють відповідними приладами. Мета прокладення теодолітного ходу – визначити прямокутні координати (X, Y) усіх вершин багатокутника. Для цього використовують точки ДГМ або мереж згущення, на які спирається цей хід. На *рис. II.3.2* такий пункт П22 показаний трикутником. Слово "спирається" означає зв'язок точок теодолітного ходу з пунктами ДГМ. Тут цей зв'язок забезпечується додатковими вимірюваннями чотирьох кутів α_1, α_2, α_3, α_4 та лінії d_1. Такий зв'язок в топографії називається ***прив'язкою*** пунктів теодолітного ходу до пунктів ДГМ або пунктів мереж згущення.

Для контролю прив'язують не один пункт (на *рис. II.3.2* це пункт 1), а хоча б два пункти теодолітного ходу.

Саме за результатами вимірювань кутів та ліній теодолітного ходу, а також вимірювань прив'язки визначають координати точок теодолітного ходу, за якими потім будують план.

Зімкнуті теодолітні ходи, прокладені на межах ділянки, не завжди дають можливість виконати знімання ситуації всередині ділянки. Тому через середину ділянки додатково прокладають розімкнуті теодолітні ходи (*рис. II.3.3*).

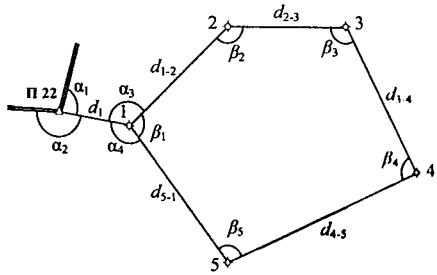


Рис. II.3.2. Зімкнутий теодолітний хід (полігон)

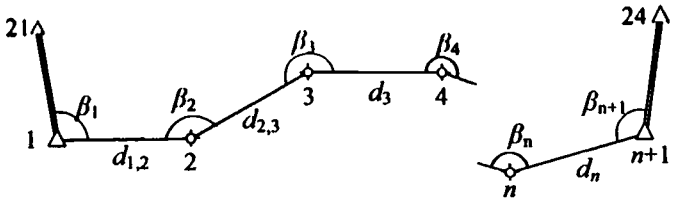
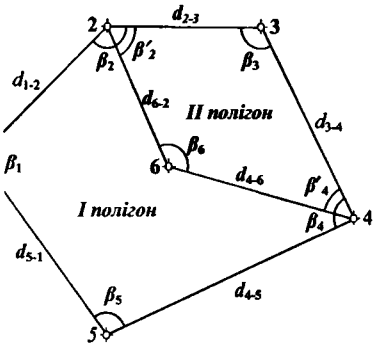


Рис. II.3.3. Розімкнутий теодолітний хід, прокладений між точками з відомими координатами



II.3.4. Діагональний теодолітний хід всередині зімкнутих ходів

На *рис. II.3.3* трикутниками показано пункти з відомими координатами.

Якщо хід спирається на пункт з відомими координатами тільки на початку ходу або тільки в кінці ходу, то його називають ***висячим.***

Розімкнуті ходи, як правило, містяться всередині зімкнутих ходів (полігонів), як показано на *рис. II.3.4.* Такі ходи називають ***діагональними.***

На *рис. II.3.4* розімкнутий, діагональний хід спирається на пункти 2 та 4 зімкнутого ходу (полігона). Цей хід

ть основний полігон на два полігони. Таких ходів може бути декілька і вони рюють декілька полігонів.

Закріпивши пункти теодолітного ходу, виконують знімання ділянки евості у такій послідовності:

1) визначають за допомогою бусолі магнітний азимут для контролю хоча ох ліній загального зімкнутого полігона;

2) вимірюють мірною стрічкою усі лінії в прямому та зворотному ямках. Якщо $\frac{D_{пр} - D_{зв}}{D_{сер}} \geq \frac{1}{T}$, тоді за кінцевий результат приймають середнє ення з двох вимірювань.

3) вимірюють теодолітом (екліметром) кути нахилу сторін ходу одним ийомом в одному напрямку;

4) вимірюють усі горизонтальні кути. В полігоні, прокладеному навколо ки знімання, вимірюють внутрішні кути. В розімкнутих ходах доцільно ювати ліві кути. Обґрунтуємо це далі. Кути вимірюють двома півприйо- при *КЛ* та *КП*, тобто одним повним прийомом. Між півприйомами лімб тають приблизно на 1°–2°, що є контролем вимірювань;

5) виконують знімання ситуації. Знімання ситуації можна виконувати одночасно з прокладанням теодолітних ходів, що доцільніше, або окремо після прокладання ходів.

II.3.2. Способи знімання ситуації. Зарис

Як уже зазначалося, знімання ситуації доцільно виконувати одночасно з прокладанням теодолітного ходу. Під час вимірювання ліній в прямому напрямку за допомогою мірної стрічки, рулетки, екера та теодоліта виконують знімання ситуації. Результати знімання записують олівцем на схематичному рисунку, який називається ***зарисом.*** На ньому викреслюють схематично ситуацію території, яку знімають, назви угідь, характеристики об'єктів тощо.

Нехай вимірюють лінію між пунктами 1 і 2 теодолітного ходу (*рис. II.3.5*). Для цього послідовно укладають стрічку вздовж лінії 1-2. У точці *а* на віддалі 37,15 м від пункту 1 лінія 1-2 перетинає межу між лісом та луками. Результат записують на зарисі (*рис. II.3.5*).

Потім, опустивши з рогу будинку С перпендикуляр на лінію 1–2 (точка *б*), вимірюють віддаль від пункту 1 до основи перпендикуляра (70, 20 м), а рулеткою вимірюють довжину цього перпендикуляра (12,12 м). Потім опускають перпендикуляри на лінію 1-2 теодолітного ходу з рогів будинку В і А (точки *в* і *г* відповідно), вимірюють від пункту 1 теодолітного ходу відстані до основ цих перпендикулярів та за допомогою рулетки довжини цих перпендикулярів. Усі ці виміри записують на зарисі. Такий спосіб знімання називається ***способом перпендикулярів.*** Короткі перпендикуляри (до двох метрів) будують на око, довші – за допомогою екера. В точках *д* і *е* лінію 1-2 перетинає ґрунтова дорога. На зарисі записують віддалі від пункту 1 до перетину цією лінією ґрунтової дороги.

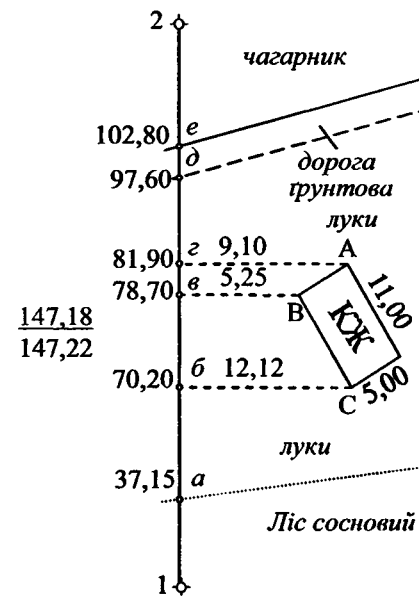


Рис. II.3.5. Зарис знімання ситуації способом перпендикулярів

II.4. Камеральні роботи у горизонтальному зніманні

Під камеральними роботами в топографії розуміють роботи, що виконують не в полі, а в приміщенні. Це переважно обчислення (опрацювання результатів знімання) та креслення. Результат цих робіт – ситуаційний план місцевості.

II.4.1. Залежність між дирекційними кутами та горизонтальними кутами теодолітного ходу

Знаючи залежність між дирекційними та горизонтальними кутами теодолітного ходу, можна обчислити дирекційні кути усіх ліній ходу, якщо відомий дирекційний кут хоча б однієї лінії.

Припустимо, що відомий дирекційний кут лінії 1-2 α_{1-2}, а в пункті 2 ходу виміряно правий за ходом горизонтальний кут $\beta_П$ (*рис. II.4.1*). Продовжимо лінію 1-2. Оскільки показані на *рис. II.4.1* напрямки на північ (Пн) – паралельні між собою і паралельні до осьового меридіана деякої зони, то продовжена лінія 1-2 у точці 2 також має дирекційний кут α_{1-2}. З рисунка видно, що, додавши до цього кута 180°, отримаємо дирекційний кут α_{2-1} лінії 2-1. Якщо ж від α_{2-1} відняти виміряний правий горизонтальний кут $\beta_П$, то одержимо дирекційний кут лінії 2-3 α_{2-3}, тобто

$$\alpha_{2-3} = \alpha_{1-2} + 180^\circ - \beta_П. \qquad (II.4.1)$$

Узагальнюючи цю формулу, сформулюємо її так: щоб отримати дирекційний кут наступної сторони теодолітного ходу, потрібно до дирекційного кута попередньої сторони додати 180° і відняти виміряний правий за ходом горизонтальний кут повороту ходу.

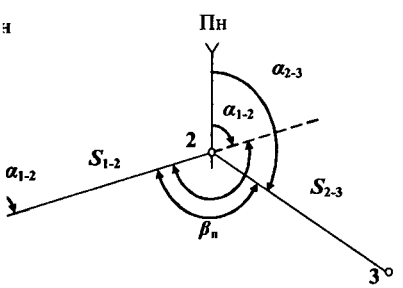


Рис. II.4.1. Визначення дирекційного кута α_{2-3} за відомим дирекційним кутом α_{1-2} та виміряним правим по ходу горизонтальним кутом $\beta_п$

Використовуючи формулу (II.4.1), знайдемо дирекційні кути усіх сторін ходу. В розімкнутих теодолітних ходах часто вимірюють ліві за ходом горизонтальні кути $\beta_Л$. Знайдемо залежність між дирекційними кутами та виміряними лівими відносно напрямку ходу горизонтальними кутами. Зв'язок між правими і лівими за ходом горизонтальними кутами виражається формулою

$$\beta_П = 360^\circ - \beta_Л. \qquad (II.4.2)$$

Підставивши (II.4.2) у формулу (II.4.1), одержимо

$$\alpha_{2-3} = \alpha_{1-2} + 180^\circ - \left(360^\circ - \beta_Л\right)$$

або

$$\alpha_{2-3} = \alpha_{1-2} + \beta_Л - 180^\circ. \qquad (II.4.3)$$

Тобто, щоб отримати дирекційний кут наступної сторони теодолітного ходу, потрібно до дирекційного кута попередньої сторони додати виміряний лівий за ходом горизонтальний кут повороту ходу і відняти 180°.

Треба пам'ятати, що дирекційний кут може набувати значення від 0° до 360°. Якщо в результаті обчислень за формулою (II.4.1) або (II.4.3) отримаємо від'ємне значення дирекційного кута, тоді до результату потрібно додати 360°, а якщо одержимо значення більше за 360°, то відняти 360°.

Оскільки усно простіше виконувати дію додавання, ніж віднімання (віднімати 180° простіше, ніж виміряні горизонтальні кути), то в розімкнутих ходах переважно вимірюють ліві за ходом горизонтальні кути. Звичайно, якщо обчислюють за допомогою калькулятора або комп'ютера, то це не має значення.

II.4.2. Врівноваження горизонтальних кутів у полігоні

Наведемо просте виведення формули теоретичної суми внутрішніх кутів багатокутника. Нехай маємо багатокутник (*рис. II.4.2*). Позначимо приблизно посередині цього багатокутника точку О, з'єднаємо її з усіма вершинами багатокутника (в нашому випадку *n*-кутника). Утвориться стільки трикутників, скільки є сторін в багатокутнику. Отже, вершин, сторін та трикутників буде *n*. Сума кутів в окремому трикутнику дорівнює 180°. Загальна сума кутів становитиме $180^\circ \cdot n$. Але сума кутів навколо центральної точки, яка дорівнює $360^\circ = 180^\circ \cdot 2$, не входить в суму кутів при вершинах *n*-кутника. Тому теоретичну суму внутрішніх кутів при вершинах *n*-кутника можна обчислити як

$$\sum_1^n \beta_т = 180^\circ n - 360^\circ = 180^\circ n - 180^\circ 2 = 180^\circ (n-2).$$

Отже, для зімкнутого багатокутника теоретичну суму внутрішніх кутів знаходять за формулою

$$\sum_1^n \beta_т = 180^\circ \cdot (n-2). \qquad (II.4.4)$$

Якщо виміряно усі внутрішні кути у вершинах *n*-кутника, можна отримати суму цих кутів, яку називають ***практичною сумою кутів*** і позначають $\sum_1^n \beta_{пр}$.

Різниця між практичною і теоретичною сумою виміряних кутів називається ***нев'язкою.*** Її прийнято позначати f_β. Обчислюється нев'язка за формулою

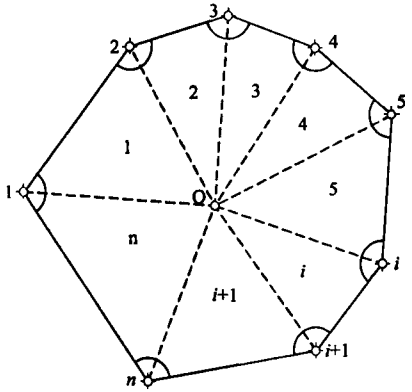


Рис. II.4.2. До виведення формули теоретичної суми кутів n трикутників

$$f_\beta = \sum_1^n \beta_{пр} - \sum_1^n \beta_т . \qquad (II.4.5)$$

Як відомо, виміри спотворені похибками. У розділі II.2.6 виведена формула (II.2.22) для розрахунку допустимої нев'язки кутів, виміряних технічними теодолітами. Формула для полігонів має вигляд $доп.f_\beta = 1'\sqrt{n}$.

Для полігона на *рис. II.4.3* n = 8, отже, $доп.f_\beta = 1'\sqrt{8} = 2{,}8'$.

Якщо $f_\beta \le доп.f_\beta$, то переходить до врівноваження горизонтальних кутів. Якщо ж $f_\beta > доп.f_\beta$, шукають похибку в обчисленнях горизонтальних кутів або повторно вимірюють горизонтальні кути.

Під врівноваженням кутів розуміють введення в кути поправок з тим, щоб сума врівноважених кутів дорівнювала теоретичній сумі кутів.

Наведемо основні правила врівноваження горизонтальних кутів у теодолітному ході:

1. Поправки в кути вводять за допомогою, рівномірно до кількості кутів і зі знаком, протилежним, до знака нев'язки.

2. Їх значення заокруглюють до 0,5′ і вводять у виміряні кути так, щоб значення врівноважених кутів були без десятих часток мінути.

3. В кути, утворені короткими лініями, додають більші поправки.

4. Сума поправок у виміряні кути має дорівнювати кутовій нев'язці з протилежним знаком.

Розглянемо мережу теодолітних ходів, які утворюють два полігони (*рис. II.4.3*). На схемі вказано виміряні горизонтальні кути, обчислені суми горизонтальних кутів загально та в I і II полігонах, обчислені нев'язки та допустимі нев'язки горизонтальних кутів у полігонах. Дуже важливим є контроль правильності обчислення кутових нев'язок. Для цього є контрольна формула: сума нев'язок окремих полігонів має дорівнювати нев'язці загального полігона, тобто

$$f_{\beta.заг} = f_{\beta.I} + f_{\beta.II} . \qquad (II.4.6)$$

Якщо умова (II.4.5) не виконується, то необхідно ще раз перевірити обчислення.

На *рис. II.4.3* $f_{\beta.заг} = +1{,}0'$; $f_{\beta.I} = -1{,}5'$; $f_{\beta.II} = 2{,}5'$, тоді −1,5'+2,5'=1,0'. Отже, контроль обчислень виконано.

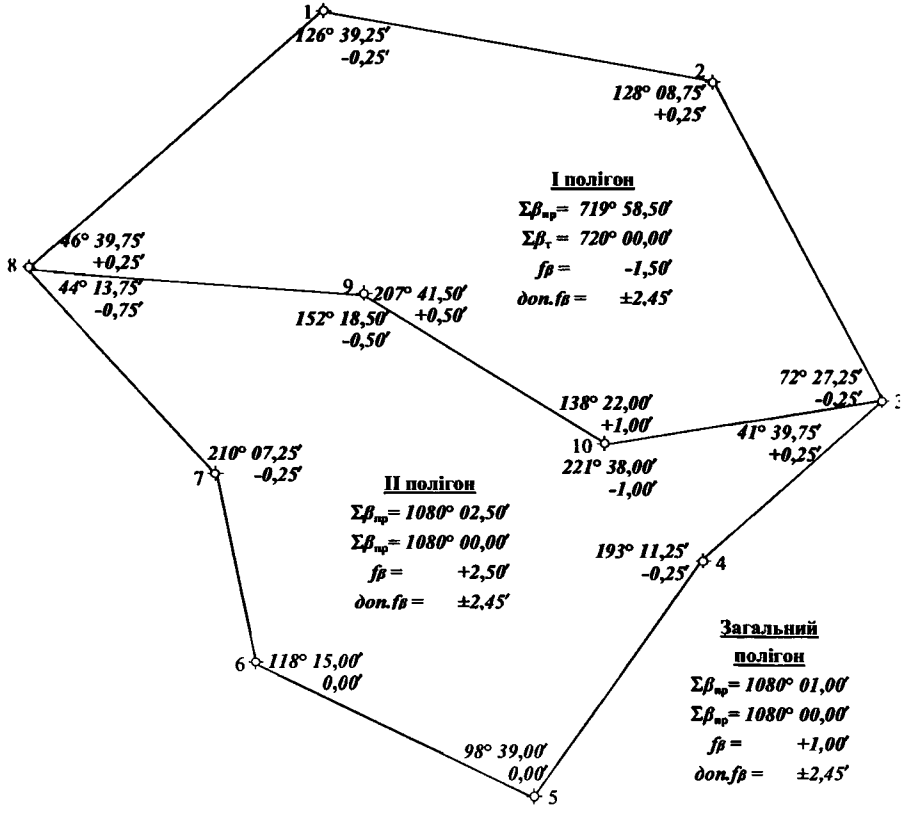


Рис. II.4.3. Схема мережі теодолітних ходів з результатами врівноваження

Розглянемо послідовність врівноваження виміряних горизонтальних к у полігонах на *рис. II.4.3.* Так, у полігоні I, нев'язка в якому дорівнює –1,5', позбутися десятих часток мінут, від кута в точці 3 відняли 0,25' і додали до і в точці 2. Аналогічно в точках 1 та 8. Нев'язка не змінилася, зате в чотир точках позбулися десятих часток мінут. Далі ввели дві поправки зі зна "плюс": в точці 9 +0,50' та в точці 10 +1,00'. Оскільки в точках 9 та 10 у I т полігонах суми кутів мають дорівнювати 360°, то у II полігоні від цих к відняли -0,50' та –1,00' відповідно. При цьому сума кутів у точках 9 та залишилася тако, що дорівнює 360°, і до того ж в II полігоні зменшил нев'язка на 1,5'. У II полігоні збереглася нев'язка +1,0'. Щоб позбутися її, полігоні від кутів в точках 4 і 7 відняли по 0,25', до кута 3 додали 0,25', а кута в точці 8 відняли 0,75', що в сумі дає –1,00'.

Отже, кути в I та II полігонах врівноважені. Залишилося впевнитися, ш кути загального полігона врівноважені. Для цього треба обчислити су

оправок в кути загального полігона. Ця сума повинна дорівнювати 1', кільки нев'язка в загальному полігоні становить +1'.

В кути загального полігона внесено такі поправки:

кути	1	2	3	4	5	6	7	8	сума
поправки	-0,25'	+0,25'	0,00'	-0,25'	0,00'	0,00'	-0,25'	-0,50'	-1,00'

Зауважимо, що під час обчислення дирекційних кутів усіх ліній використовують не виміряні, а врівноважені кути.

II.4.3. Врівноваження горизонтальних кутів у розімкнених теодолітних ходах

Нехай маємо теодолітний хід, прокладений між пунктами з відомими ординатами (*рис. II.4.4*).

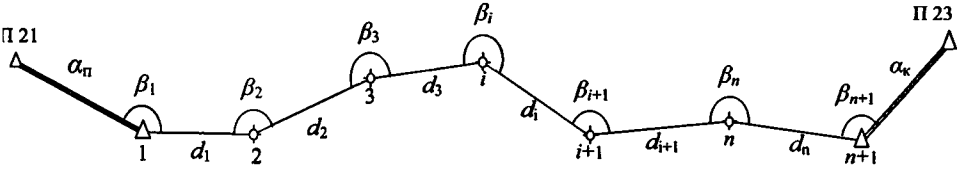


Рис. II.4.4. Теодолітний хід, прокладений між пунктами з відомими координатами

Використовуючи формули залежності між дирекційними кутами та ами повороту (II.4.1) та (II.4.3), запишемо відповідно:

для лівих кутів

$$\alpha_к = \alpha_n + \sum_1^{n+1} \beta_Л - 180^\circ \cdot (n+1); \qquad (II.4.7)$$

для правих кутів

$$\alpha_к = \alpha_n + 180^\circ \cdot (n+1) - \sum_1^{n+1} \beta_П . \qquad (II.4.8)$$

Розв'яжемо формули (II.4.7) та (II.4.8) відносно теоретичних сум изонтальних кутів

$$\sum_1^{n+1} \beta_{Л\,теор} = \alpha_к - \alpha_n + 180^\circ \cdot (n+1); \qquad (II.4.9)$$

$$\sum_1^{n+1} \beta_{П\,теор} = \alpha_n - \alpha_к + 180^\circ \cdot (n+1). \qquad (II.4.10)$$

Знайдемо для розімкнутого ходу нев'язки. Так, для лівих кутів

$$f_{\beta\,Л} = \sum_1^{n+1} \beta_{Л\,пр} - \sum_1^{n+1} \beta_{Л\,теор}, \qquad (II.4.11)$$

а для правих

$$f_{\beta\,II} = \sum_{1}^{n+1} \beta_{II\,пр} - \sum_{1}^{n+1} \beta_{II\,теор}\,. \qquad (II.4.12)$$

За формулами (II.4.9) та (II.4.10) можна знайти теоретичні суми розімкнутих теодолітних ходів, а за формулами (II.4.11) та (II.4.12) нев'язки в цих ходах і тільки після цього врівноважити горизонтальні кути.

Правила врівноважування горизонтальних кутів у розімкнутих теодолітних ходах точно такі самі, як і правила врівноважування горизонтальних кутів у зімкнутих ходах (полігонах).

II.4.4. Пряма та обернена геодезичні задачі

1. Пряма геодезична задача.

Нехай відомі прямокутні координати точки 1 (x_1, y_1), довжина лінії 1-2 $S_{1\,2}$ та дирекційний кут цієї лінії α_{1-2} (*рис. II.4.5*).

Необхідно знайти: координати точки 2 (x_2, y_2) .

На *рис. II.4.5* показана прямокутна система координат ХОУ, в якій розміщені точки 1 та 2.

Через точку 1 проведемо пряму, паралельну до осі ОХ. Тоді в точці 1 ця пряма з лінією 1-2 утворить кут α_{1-2}, який і є дирекційним кутом лінії 1-2. Спроектуємо точку 2 на осі координат. В результаті проектування утвориться прямокутний трикутник 1-С-2. Тоді, як видно з рисунка, координати точки 2, тобто x_2 та y_2, більші за координати точки 1 відповідно на катети 1-С та 2-С. Ці катети позначимо Δx та Δy. Їх називають ***приростами координат.***

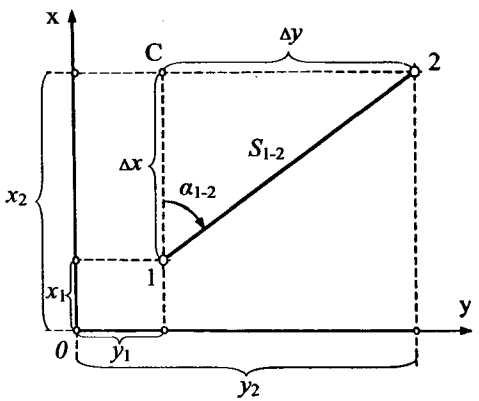


Рис. II.4.5. Пряма та обернена геодезичні задачі

Безпосередньо з трикутника 1-С-2 можна записати

$$\frac{\Delta x}{S_{1-2}} = \cos\alpha_{1-2}\,; \qquad \frac{\Delta y}{S_{1-2}} = \sin\alpha_{1-2}\,. \qquad (II.4.13)$$

Або

$$\Delta x = S_{1-2}\cdot\cos\alpha_{1-2}\,; \qquad \Delta y = S_{1-2}\cdot\sin\alpha_{1-2}\,. \qquad (II.4.14)$$

Знаючи прирости координат, знайдемо координати точки 2

$$x_2 = x_1 + \Delta x = x_1 + S_{1-2}\cos\alpha_{1-2}\,; \qquad (II.4.15)$$

$$y_2 = y_1 + \Delta y = y_1 + S_{1-2}\sin\alpha_{1-2}\,. \qquad (II.4.16)$$

З формул (II.4.15) та (II.4.16) очевидно, що координати наступної точки у дорівнюють координатам попередньої точки ходу плюс значення ростів координат між цими точками.

Розв'язуючи цю задачу багаторазово, можемо обчислити координати усіх ок мережі теодолітних ходів. Для цього достатньо знати координати однієї ки, довжини усіх ліній мережі та дирекційні кути цих ліній.

2. Обернена геодезична задача.

Нехай відомі прямокутні координати точок 1 та 2 (x_1, y_1, x_2, y_2) (*рис. II.4.5*).

Потрібно знайти: довжину лінії $S_{1\text{-}2}$ між цими точками та дирекційний кут цієї лінії.

Спочатку знайдемо прирости координат Δx та Δy. З *рис. II.4.5* очевидно, що

$$\Delta x = x_2 - x_1, \tag{II.4.17}$$

$$\Delta y = y_2 - y_1. \tag{II.4.18}$$

З прямокутного трикутника 1С2 можемо записати

$$tg\,\alpha_{1-2} = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}. \tag{II.4.19}$$

Звідси

$$\alpha_{1-2} = arc\,tg\left(\frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}\right). \tag{II.4.20}$$

Але насправді знаходимо не дирекційний кут, а румб цієї лінії r_{1-2}. Як ло, значення дирекційного кута залежить від знаків приростів координат. даємо, що в першій чверті Δx, Δy мають додатні знаки, дирекційний кут і і мають однакові значення, тобто $\alpha = r$; в другій чверті Δx має знак ус»; Δy – «плюс» і $\alpha = 180 - r$; у третій – обидва прирости координат Δx, ають від'ємні знаки і $\alpha = r + 180$ і в четвертій – Δx має знак «плюс», Δy – «мінус» і $\alpha = 360 - r$.

Відстань $S_{1\text{-}2}$ визначають з контролем з цього самого трикутника, використовуючи формули (II.4.13). Отже,

$$S_{1-2} = \frac{\Delta x}{\cos\alpha_{1-2}} = \frac{\Delta y}{\sin\alpha_{1-2}} = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}. \tag{II.4.21}$$

Обернену геодезичну задачу зазвичай розв'язують, щоб знайти вихідні ційні кути, коли відомі тільки вихідні (початкові) координати двох точок, ож для розв'язку різних інженерно-геодезичних завдань.

II.4.5. Врівноваження приростів координат у зімкнутому теодолітному ході

З геометрії відомо, що сума проекцій зімкнутої ламаної лінії на будь-яку инатну вісь дорівнює нулю. Щоб зрозуміти суть цієї теореми, достатньо

спроектувати на осі координат сторони трикутника, які також є зімкнутими ламаними лініями (*рис. II.4.6*). Як бачимо з рисунка, $x_1 > x_3, x_2 > x_1$ та $x_3 < x_2$. Тому прирости координат $\Delta x_{3-1}, \Delta x_{1-2}$ – додатні величини, а Δx_{2-3} – від'ємна. Отже,

$$\sum_1^n \Delta x = 0, \qquad (II.4.22)$$

$$\sum_1^n \Delta y = 0. \qquad (II.4.23)$$

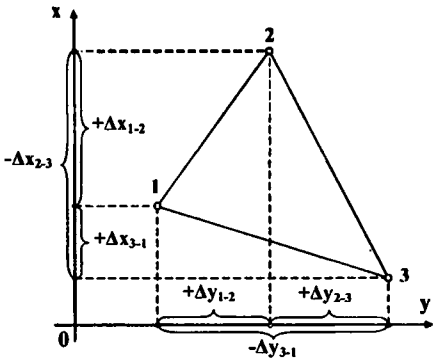


Рис. II.4.6. Проектування зімкнутого багатокутника на осі координат

Але ці умови виконуються, якщо довжини сторін багатокутника виміряні безпомилково. Однак під час вимірювання ліній похибки вимірювань є неминучими, тому суми приростів координат не дорівнюватимуть нулю.

Додавши обчислені прирости координат, отримаємо деякі величини – нев'язки приростів координат:

$$f_{\Delta x} = \sum_1^n \Delta x, \qquad (II.4.24)$$

$$f_{\Delta y} = \sum_1^n \Delta y. \qquad (II.4.25)$$

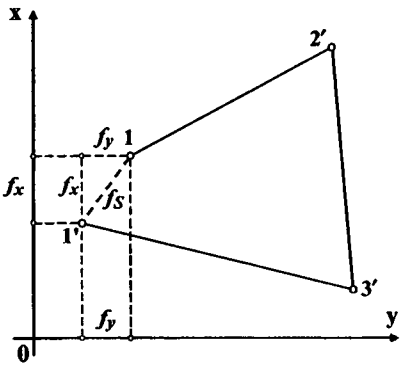


Рис. II.4.7. Геометричний зміст нев'язок приростів координат у зімкнутому полігоні

Тобто трикутник не буде зімкнутою фігурою. Під час його побудови від точки 1 замість точки 2 отримаємо точку 2′, а замість точки 3 – точку 3′, і, нарешті, замість точки 1, з якої починали побудову, одержимо точку 1′ (*рис. II.4.7*). Тобто трикутник не зімкнеться на величину f_S, яка називається ***лінійною нев'язкою*** теодолітного ходу.

Лінійна нев'язка – це гіпотенуза прямокутного трикутника, катети якого є нев'язками $f_{\Delta x}$ та $f_{\Delta y}$ по осях координат. Тому

$$fs = \sqrt{f_{\Delta x}{}^2 + f_{\Delta y}{}^2}. \qquad (II.4.26)$$

Обчислену за формулою (II.4.26) лінійну нев'язку порівнюють з допустимою. Нев'язку вважають допустимою, якщо вона не перевищує 1:2000 довжини периметра за середніх умов вимірювання ліній; 1:3000 – за

риятливих умов та 1:1000 – у несприятливих умовах. Відносну нев'язку в ді обчислюють за формулою

$$f_{\text{відн}} = \frac{fs}{P} = \frac{1}{P/fs}. \qquad \text{(II.4.27)}$$

Якщо відносна нев'язка допустима, то нев'язки приростів координат розділяють у прирости координат з оберненим знаком, пропорційно до довжин ній у вигляді поправок δx_i та δy_i за формулами (II.4.28), (II.4.29)

$$\delta x_i = \frac{f_{\Delta x}}{P} \cdot d_i, \qquad \text{(II.4.28)}$$

$$\delta y_i = \frac{f_{\Delta y}}{P} \cdot d_i, \qquad \text{(II.4.29)}$$

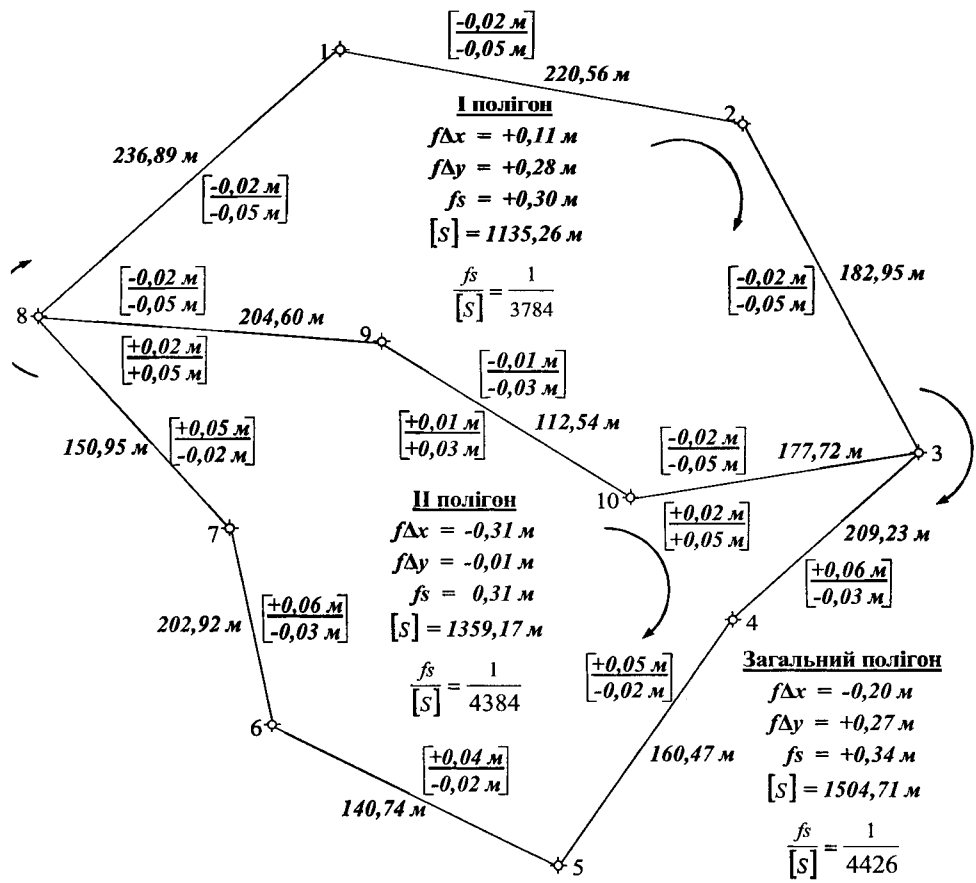


Рис. II.4.8. Розподілення нев'язок у прирости координат

Суми поправок у прирости координат повинні дорівнювати нев'язкам приростів координат з оберненим знаком. Тобто

$$\sum \delta_{\Delta x_i} = -f_{\Delta x}, \qquad (II.4.30)$$

$$\sum \delta_{\Delta y_i} = -f_{\Delta y}. \qquad (II.4.31)$$

Додавши ці поправки до обчислених приростів координат, отримаємо виправлені прирости координат, суми яких мають дорівнювати теоретичним сумам приростів координат (у зімкнутому полігоні ці суми повинні дорівнювати нулю).

Наведемо приклад врівноваження приростів координат у мережі теодолітних ходів, що складається з двох полігонів (*рис. II.4.8*). Виконаємо контроль правильності обчислення нев'язок у загальному полігоні та полігонах I та II : $f_{\Delta x_{заг}} = f_{\Delta x_I} + f_{\Delta x_{II}}$ та $f_{\Delta y_{заг}} = f_{\Delta y_I} + f_{\Delta y_{II}}$, тобто

-0,20 м = + 0,11 м – 0,31 м та +0,27 м = + 0,28 м – 0,01 м.

На *рис. II.4.8.* у квадратних дужках наведено поправки в прирости координат (у чисельнику – у Δx, а в знаменнику – у Δy). Суми цих поправок в полігонах дорівнюють відповідній нев'язці з оберненим знаком.

Для ходу, що розділяє полігони I та II, поправки в прирости координат однакові за значенням, але різні за знаком, оскільки дирекційні кути ліній цього ходу в двох полігонах відрізняються на 180°.

У наведеному прикладі відносні похибки в полігонах менші за 1:3000.

II.4.6. Врівноваження приростів координат у розімкненому теодолітному ході

Теоретична сума приростів координат розімкненого теодолітного ходу дорівнює різниці координат кінцевої і початкової точок ходу.

Нехай маємо розімкнений теодолітний хід, прокладений між точками А і В (*рис. II.4.9*). Координати точок А і В – відомі (x_A, y_A, x_B, y_B). Спроектуємо всі точки ходу на осі координат ОХ і ОУ.

Як видно з рисунка,

$$\sum_A^B \Delta x_m = \Delta x_1 + \Delta x_2 + \Delta x_3 + \Delta x_4 + \Delta x_B = A'B',$$

$$\sum_A^B \Delta y_m = \Delta y_1 + \Delta y_2 + \Delta y_3 + \Delta y_4 + \Delta y_B = A''B''.$$

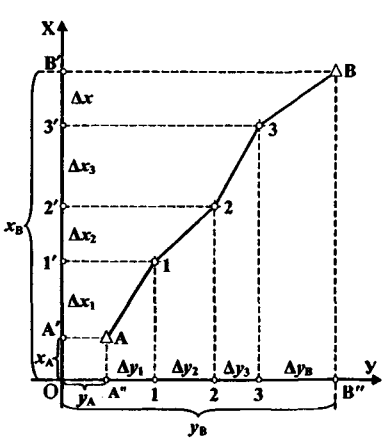


Рис. II.4.9. Розімкнений теодолітний хід

Оскільки $A'B' = x_B - x_A$ та $A'B' = y_B - y_A$, то запишемо

$$\sum \Delta x_m = x_B - x_A, \qquad (II.4.32)$$

$$\sum \Delta y_m = y_B - y_A. \qquad (II.4.33)$$

Практичну суму приростів координат можемо обчислити, додавши усі рости координат. Визначимо нев'язки по осях координат за формулами

$$f_{\Delta x} = \sum \Delta x_{пр} - (x_B - x_A), \qquad (II.4.34)$$

$$f_{\Delta y} = \sum \Delta y_{пр} - (y_B - y_A). \qquad (II.4.35)$$

Врівноваження приростів координат розімкненого ходу виконується так ло, як і зімкнутого ходу (полігона).

4.7. Приклад обчислення координат точок зімкнутого теодолітного ходу (полігона). Відомість координат

Теодолітом та стрічкою в зімкнутому теодолітному ході (шестикутнику) міряні горизонтальні кути, довжини сторін ходу та їх кути нахилу. Результати мірювань записано в журнал теодолітного знімання (табл. II.4.1). Нехай рекційний кут сторони 1-2 теодолітного ходу відомий $\alpha_{1-2} = 67°35'$. Координати точки 1 дорівнюють $x_1 = y_1 = 0$. Треба знати координати інших точок одолітного ходу.

Усі обчислення виконують у відомості, зразок якої наведено в табл. II.4.2. першу колонку записують номери та назву вершин теодолітного ходу, в угу – з журналу середні значення виміряних горизонтальних кутів. числюють їх суму, тобто практичну суму горизонтальних кутів $\Sigma\beta_{пр}$, ачення якої вказують у колонці 2 під останнім пунктом. У наведеному иклади $\sum \beta_{пр} = 720°02{,}0'$.

Як відомо, теоретична сума кутів $\sum \beta_m$ у полігоні дорівнює $180° \cdot (n-2)$. що $n = 6$, то $\sum \beta_m = 180° \cdot (6-2) = 180° \cdot 4 = 720°00{,}0'$ Її значення записують в онці 2 під практичною сумою кутів.

Знаходять кутову нев'язку f_β за формулою

$$f_\beta = \sum \beta_{пр} - \sum \beta_m. \qquad (II.4.36)$$

У нашому випадку кутова нев'язка $f_\beta = 720°02{,}0' - 720°00{,}0' = +2{,}0'$.

Нев'язка може бути додатною або від'ємною. Допустиму кутову нев'язку значають за формулою (II.2.22) $доп\ f_\beta = \pm 1' \cdot \sqrt{n}$, де n – кількість кутів у ході.

У наведеному прикладі $доп\ f_\beta = \pm 1' \cdot \sqrt{6} = \pm 2{,}4'$. Отже, кутова нев'язка в ді менша від допустимої. Тобто горизонтальні кути в ході виміряні з обхідною точністю.

Таблиця II.4.1

Журнал вимірювання горизонтальних кутів та довжин ліній теодолітного ходу

Початок спостережень 8^{30} Кінець спостережень 14^{30} Погода *похмура*

Дата *22.06.2008* Спостерігав *Гарасимчук В.І* Записував *Нікулішин В*

Точка стояння	Точка наведення	Відліки за мікроскопом		Величина кута		Середнє значення кута		Виміряна довжина лінії,	Кут нахилу лінії		Горизонтальна проекція, м
		°	′	°	′	°	′	м	°	′	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1				КП							
	6	147	58,0	122	28,0			1-2			
	2	25	30,0					348,00			
				КЛ		122	28,2	348,06			
	6	238	15,0	122	28,5			348,03	-2	17	347,75
	2	115	46,5								
2				КП							
	1	253	24,5	98	08,5			2-3			
	3	155	16,0					216,08			
				КЛ		98	08,2	216,11			
	1	345	00,5	98	08,0			216,10	1	11	216,05
	3	246	52,5								
3				КП							
	2	186	44,5	153	27,0			3-4			
	4	33	17,5					182,85			
				КЛ		153	26,8	182,87			
	2	277	18,0	153	26,5			182,86	0	46	182,84
	4	123	51,5								
4				КП							
	3	260	05,0	90	01,5			4-5			
	5	170	03,5					353,96			
				КЛ		90	01,2	353,93			
	3	351	28,5	90	01,0			353,94	1	53	353,75
	5	261	27,5								
5				КП							
	4	37	59,0	203	12,0			5-6			
	6	194	47,0					169,45			
				КЛ		203	11,8	169,48			
	4	129	33,0	203	11,5			169,46	1	58	169,36
	6	286	21,5								
6				КП							
	5	233	50,0	52	46,0			6-1			
	1	181	04,0					343,35			
				КЛ		52	45,8	343,40			
	5	325	07,5	52	45,5			343,38	-1	45	343,22
	1	272	22,0								

Тепер можна розподілити кутову нев'язку за відомими правилами. Поправки у виміряні кути підписують в колонці 2 над значеннями виміряних кутів (жано червоним кольором).

Додавши поправки алгебраїчно до кожного значення виміряного кута, имують виправлені кути, сума яких має дорівнювати теоретичній сумі кутів. правлені кути записують у колонку 3 відомості.

Потім на основі залежності між кутами теодолітного ходу та дирекними кутами визначають дирекційні кути сторін ходу. Контролем обчислення дирекційних кутів є повторне обчислення вихідного дирекційного а сторони 1-2. Дирекційні кути записують в колонку 4 у рядки між шинами теодолітного ходу.

За значеннями дирекційних кутів знаходять румби. У відомості координат ке і не бути такої колонки. Тоді знаки приростів координат визначаються за ичинами дирекційних кутів, які в першій чверті набувають значень у межах $\div 90^\circ$; у другій – в межах $90^\circ \div 180^\circ$; у третій – в межах $180^\circ \div 270^\circ$; у зертій – в межах $270^\circ \div 360^\circ$. Знаки приростів координат залежно від чверті едено на *рис. II.4.10.*

Горизонтальні проекції сторін ходу виписують із журналу в колонку 6.

Прирости координат Δx та Δy обчислюють за формулами

$$\Delta x = d \cdot \cos r, \qquad (II.4.37)$$

$$\Delta y = d \cdot \sin r. \qquad (II.4.38)$$

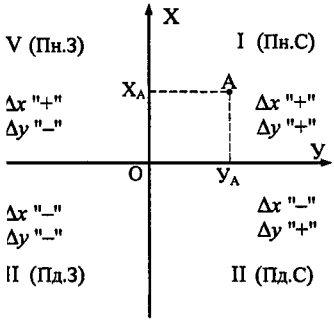


Рис. II.4.10. Система прямокутних координат

Знайдені для кожної сторони теодолітного ходу прирости координат записують в колонки 7 та 8 і обчислюють їхні суми. В наведеному прикладі практична сума приростів координат $\sum \Delta x_{пр} = -0{,}05$ м та $\sum \Delta y_{пр} = +0{,}34$ м. Теоретичні суми приростів координат $\sum \Delta x_m$ та $\sum \Delta y_m$ в зімкнутому полігоні дорівнюють нулю. Отже, нев'язки приростів координат у зімкнутому полігоні дорівнюють їхнім практичним сумам. Тобто $f_{\Delta x} = \sum \Delta x_{пр}$ і $f_{\Delta y} = \sum \Delta y_{пр}$.

Обчислена за формулою (II.4.26) абсолютна лінійна нев'язка дорівнює $= \sqrt{(-0{,}05)^2 + (+0{,}34)^2} = +0{,}34$ м. Для периметра $P = [d] = 1612{,}97$ м відносна ибка буде $\frac{fs}{P} = \frac{1}{4744} < \frac{1}{2000}$.

Таблиця II.4.2

Відомість обчислення координат теодолітного ходу від т.1 до т.1

№ вершин ходу	Кути: виміряні (праві) °	′	виправлені °	′	дирекційні °	′	румби: назва	значення °	′	Горизонтальне прокладення	Прирости координат, м: обчислені Δx	Δy	виправлені Δx	Δy	Координати, м: X	Y
1	2		3		4		5			6	7	8	9	10	11	12
1											-0,01	-0,07			0,00	0,00
		-0,2			67	35	Пн.С	67	35	347,75	132,61	321,47	132,60	321,40		
2	98	08,2	98	08,0							-0,01	-0,05			132,60	321.40
		-0,8			149	27	Пд.С	30	33	216,05	-186,06	109,82	-186,07	109,77		
3	153	26,8	153	26,0							-0,01	-0,04			-53.47	431.1[illegible]
		-0,2			176	01	Пд.С	3	59	182,84	-182,40	12,70	-182,41	12,66		
4	90	01,2	90	01,0							-0,01	-0,07			-235,88	443.83
		-0,8			266	00	Пд.З	86	00	353,75	-24,68	-352,89	-24,69	-352,96		
5	203	11,8	203	11,0							0,00	-0,04			-260,57	90.87
		0,2			242	49	Пд.З	27	11	169,36	-77,37	-150,65	-77,37	-150,69		
6	52	45,8	52	46,0							-0,01	-0,07			-337,94	-59.82
		-0,2			10	03	Пн.С	10	03	343,22	337,95	59,89	337,94	59,82		
1	122	28,2	122	28,0											0,00	0,00
					67	35	Пн.С	67	35							
2																
$\sum\beta_{пр}$ =	720	02,0	0	0						P= 1612,97 м	$f_{\Delta x}$=+0,05м	$f_{\Delta y}$=+0,34м	0,00	0,00		
$\sum\beta_{т}$ =	720	00,0														
f_β =		+2,0														
доп. f_β =		±2.4														

f_s=0,34 м

$$f_{відн} = \frac{f_s}{P} = \frac{1}{4744} < \frac{1}{2000}$$

Нев'язки fx та fy розподіляють з оберненим знаком у прирости ординат у вигляді поправок δx_i і δy_i пропорційно до довжин ліній так, щоб ми виправлених приростів координат у зімкнутому ході дорівнювали нулю, бто $\sum \Delta x = 0$ та $\sum \Delta y = 0$.

Заокруглені до цілих сантиметрів поправки записують в колонки 7 та 8 ерху над обчисленими приростами координат. Сума поправок має рівнювати нев'язці з оберненим знаком.

Поправки алгебраїчно додають до знайдених приростів координат і римують виправлені прирости координат. У полігоні суми виправлених приростів координат мають дорівнювати нулю. Визначаючи виправлені прирости ординат, слід пам'ятати, що прирости обчислені в метрах, а поправки в ирости – у сантиметрах.

Нарешті, знаючи координати першої вершини полігона, можна знайти з нтролем координати усіх вершин полігона за формулами

$$X_{i+1} = X_i + \Delta x_{i,i+1}; \qquad У_{i+1} = У_i + \Delta y_{i,i+1}. \qquad \text{(II.4.39)}$$

II.4.8. Приклад обчислення координат точок розімкненого теодолітного ходу

Нехай теодолітний хід прокладено між вихідними пунктами *А* та *В* *ис. Іі.4.11)*. В ході виміряно праві за ходом горизонтальні кути. Координати хідних пунктів та дирекційні кути вихідних сторін відомі:

$$X_A = 360{,}62 \text{ м}; \quad У_A = 172{,}18 \text{ м};$$

$$X_B = 2929{,}94 \text{ м}; \quad У_B = 1254{,}50 \text{ м};$$

$$\alpha_{C-A} = 278^\circ 22{,}5'; \quad \alpha_{B-Д} = 269^\circ 01{,}2'.$$

Обчислення виконують у відомості координат (табл. II.4.3). У першу ıонку відомості записують назви пунктів вихідних сторін та номери точок ›долітного ходу, в колонку 2 – значення горизонтальних кутів. Додавши їх, ержують практичну суму горизонтальних кутів ходу $\sum \beta_{пр} = 1989^\circ 19{,}2'$. Її ıчення записують у відомість координат.

Теоретичну суму горизонтальних кутів для розімкненого ходу, коли міряно праві за ходом горизонтальні кути, обчислюють за формулою (II.4.10). ıькість кутів у ході $(n+1) = 11$. Підставивши у формулу значення дирекційних ıів та враховуючи, що $180^\circ \cdot 11 = 1980^\circ$, отримують значення теоретичної суми ıів у ході і записують його під значенням практичної суми кутів у колонці 2.

$$\sum_1^{n+1} \beta_{п.т} = 278^\circ\ 22{,}5' - 269^\circ\ 01{,}2' + 1980^\circ = 1989^\circ\ 21{,}3'$$

Таблиця II.4.3

Відомість обчислення координат теодолітного ходу від т.А до т.В

№ вершин ходу	Кути: виміряні (праві) °	'	виправлені °	'	дирекційні °	'	Горизонтальне прокладення	Прирости координат, м: обчислені Δx	Δy	виправлені Δx	Δy	Координати, м: X	Y
С													
		0,2			278	22,5							
А	59	56,8	59	57,0				-0,05	+0,05			368,62	172,18
		0,2			38	25,5	342,99	268,71	213,16	268,66	213,21		
1	168	54,8	168	55,0				-0,05	+0,04			629,28	385,39
		0,2			49	30,5	305,52	198,39	232,35	198,34	232,39		
2	188	49,0	188	49,2				-0,05	+0,05			827,62	617,78
		0,2			40	41,3	335,18	254,16	218,52	254,11	218,57		
3	181	45,8	181	46,0				-0,04	+0,03			1081,73	836,35
		0,2			38	55,3	232,78	181,10	146,25	181,06	146,28		
4	202	59,0	202	59,2				-0,05	+0,05			1263,79	982,63
		0,2			15	56,1	336,53	323,60	92,39	323,55	92,44		
5	179	44,0	179	44,2				-0,04	+0,04			1586,34	1075,07
		0,2			16	11,9	291,91	280,32	81,43	280,28	81,47		
6	178	14,5	178	14,7				-0,04	+0,03			1866,62	1156,54
		0,2			17	57,2	228,11	217,00	70,31	216,96	70,34		
7	196	44,5	196	44,7				-0,05	+0,05			2083,58	1226,88
		0,2			1	12,5	318,72	318,65	6,72	318,60	6,77		
8	152	14,0	182	14,2				-0,03	+0,03			2402,18	1233,65
		0,2			358	58,3	226,87	226,83	-4,07	226,80	-4,04		
9	174	15,0	174	15,2				-0,05	+0,05			2628,98	1229,61
		0,1			4	43,1	302,03	301,01	24,84	300,96	24,89		
В	275	41,8	275	41,9								2929,94	1254,50
					269	01,2							
Д													
$\sum\beta_{пр}$ =	1989	19,2	1989	21,3			P = 2920,64 м	$\sum\Delta x_{пр}$ =2569,77	$\Sigma\Delta y_{пр}$ =1081,90	2569,32	1082,32		
$\sum\beta_{т}$ =	1989	21,3						$\sum\Delta x_{т}$ =2569,32	$\Sigma\delta y_{т}$ =1082,32				
f_{β} =		-2,1						$f_{\Delta x}$=+0,45	$f_{\delta y}$ =-0,42				
доп. f_{β} =		3,3						f_{S}=0.54 м					

$$f_{відн} = \frac{1}{4375} < \frac{1}{2000}$$

За формулою (II.4.12) знаходять кутову нев'язку в ході

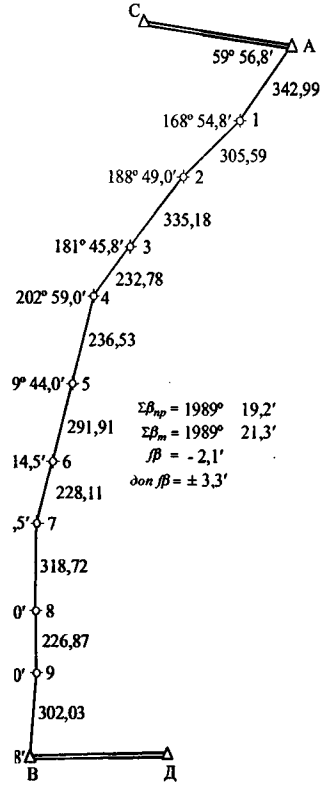
$$f_{\beta_n} = \sum_1^{n+1} \beta_{п.пр} - \sum_1^{n+1} \beta_{п.т} = 1989°\,19{,}2' - 1989°\,21{,}3' = -2{,}1'.$$

Результат записують у колонку 2 під теоретичною сумою горизонтальних в.

Визначають допустиму кутову нев'язку ходу за формулою (II.2.22)

$$доп f_\beta = 1'\sqrt{n+1} = 1' \cdot \sqrt{11} = 3{,}3'.$$

Кутова нев'язка в ході менша за допустиму, тому її можна розподілити у ряні кути. Оскільки в ході немає коротких сторін, то нев'язку можна оділяти у виміряні кути порівно. Поправки записують зверху над кутами. равлені поправками кути записують у колонку 3. За виправленими кутами ачають дирекційні кути так само, як і в зімкнутому полігоні. У наведеному сладі дирекційний кут сторони А-1 ходу обчислюють за формулою



II.4.11. Схема розімкненого теодолітного ходу

$$\alpha_{A\text{-}1} = \alpha_{C\text{-}A} + 180° - \beta_1.$$

$$\alpha_{A\text{-}1} = 278°\,22{,}5' + 180° - 59°\,57{,}0' = 38°\,25{,}5'.$$

Аналогічно визначають усі інші дирекційні кути ходу. Записують дирекційні кути у колонку 4 в рядки, що розташовані між пунктами ходу. Контролем правильності обчислення дирекційних кутів є отримання вихідного значення дирекційного кута $\alpha_{В\text{-}Д}$.

У колонку 5 виписують горизонтальні прокладення у метрах.

Прирости координат обчислюють аналогічно, як і в зімкнених ходах, і їхні значення записують в колонки 6 та 7. Знаки приростів координат залежать від величин дирекційних кутів. Визначивши прирости координат, знаходять їх алгебраїчні суми:

$$\Sigma\Delta x_{пр} = +2569{,}77 \text{ м і } \Sigma\Delta y_{пр} = +1081{,}90 \text{ м}.$$

Теоретичні суми приростів координат знаходять за формулами (II.4.33) та (II.4.34):

$$\Sigma\Delta x_т = 2929{,}94 - 368{,}62 = +2561{,}32 \text{ м},$$

$$\Sigma\Delta y_т = 1254{,}50 - 172{,}18 = +1082{,}32 \text{ м}.$$

Теоретичні суми приростів координат записують у колонки 7 та 8 під практичними сумами приростів координат. Далі визначають нев'язки у приростах координат за формулами (II.4.34) та (II.4.35). Отримують

$$f_{\Delta x} = +0{,}45 \text{ м}, \quad f_{\Delta y} = -0{,}42 \text{ м}.$$

Величину лінійної нев'язки обчислюють за формулою (II.4.26), а відносної – за (II.4.27). Вони становлять

$$f_S = \sqrt{0{,}45^2 + 0{,}42^2} = 0{,}616 \text{ м}, \quad f_{\text{відн}} = \frac{fs}{P} = \frac{1}{4749} < \frac{1}{3000} \text{ (допустима)}.$$

Знайдені (практичні) суми приростів координат ув'язують. Поправки в прирости координат обчислюють за формулами (II.4.28) та (II.4.29).

Поправки в сантиметрах записують червоним кольором над відповідними приростами координат. Додавши алгебраїчно ці поправки до визначених приростів координат, отримують виправлені прирости координат. Контролем правильності обчислень є те, що суми виправлених приростів координат повинні дорівнювати теоретичним сумам приростів координат.

Координати точок теодолітного ходу визначають аналогічно, як і в полігонах. Контролем правильності обчислення координат слугує те, що отримані координати кінцевої точки ходу дорівнюють заданим координатам цієї точки (у наведеному прикладі координати точки В).

II.4.9. Побудова координатної сітки. Нанесення на план пунктів теодолітного ходу за їхніми координатами

У цьому підрозділі описано графічні роботи, які виконуються під час побудови планів за результатами горизонтального (ситуаційного) знімання.

Для побудова плану у заданому масштабі треба передовсім нанести за координатами пункти знімальної основи, з яких (або відносно ліній між якими) виконувалося знімання території. Для цього на папері будують координатну сітку, спочатку побудувавши дві взаємно перпендикулярні лінії, тобто прямий кут.

У Давньому Єгипті для побудови прямих кутів на місцевості використовували так званий єгипетський прямокутний трикутник, катети якого становили 3–4 одиниці міри довжини, а гіпотенуза – 5 і залежність сторін якого описується рівністю $3^2 + 4^2 = 5^2$. Отже, якщо на горизонтальній поверхні між двома точками А і Б (*рис. II.4.12*) відкласти відрізок завдовжки 4 умовні одиниці, а потім з його кінців прокреслити дуги радіусами (з точки А радіусом 3, а з точки Б радіусом 5 умовних одиниць), то вони перетнуться в деякій точці С. Якщо з'єднати точки А, В і С прямими лініями, то в точці А утвориться точний прямий кут, а лінії АВ та АС будуть осями координат Х та У прямокутної системи координат.

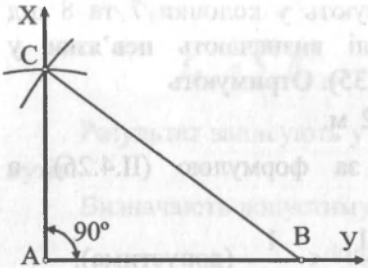


Рис. II.4.12. Побудова прямого кута

Зрозуміло, що такий метод побудови прямого кута можна застосувати і для побудови координатної сітки на папері, тільки слід відкладати на папері не десятки метрів, а десятки сантиметрів. Проте циркулем-вимірювачем зручно відкладати відрізки, максимум 10–15 см. Щоб забезпечити належну точність і зручність у роботі, на плані спочатку викреслюють сітку квадратів зі сторонами, наприклад, 10 см. Вона називається координатною. Виникає запитання: які мають бути розміри аркуша паперу та якого розміру слід будувати координатну сітку, щоб на цьому аркуші розмістити план ділянки і зробити деякі пояснювальні підписи вверху і внизу плану.

Щоб визначити розміри аркуша паперу для побудови плану, наприклад, зімкнутого полігона, описаного в підр. II.4.6, визначають з відомості координат (наприклад, табл. II 6.2) максимальне і мінімальне значення абсциси й ординати теодолітного ходу. Це $x_{\min} = -367{,}94$ м і $x_{\max} = +132{,}60$ м та $y_{\min} = -59{,}82$ м і $y_{\max} = +443{,}83$ м. Отже, вздовж осі абсцис полігон простягається з півдня на північ на 490,57 м, а вздовж осі абсцис із заходу на схід – на 503,65 м.

Нехай треба побудувати план у масштабі 1:5000. В цьому масштабі лінія на плані, довжина якої 1 см, відповідатиме довжині лінії на місцевості 50 м. Оскільки наш полігон простягається з півдня на північ на 490,57 м, а зі заходу на схід – на 503,65 м, то на плані по осі X полігон займе $\frac{490.57}{50} = 9{,}81$ см, а по осі У відповідно $\frac{503{,}65}{50} = 10{,}07$ см.

Тобто для побудови плану такої ділянки місцевості потрібен аркуш паперу, довжина якого 10 см, а ширина 11 см.

В обчисленнях не враховується розмір написів зверху та знизу плану. Для оформлення плану зверху та знизу, з правої та лівої сторін потрібно приблизно по 10 см. З урахуванням цього розміри аркуша плану мають бути такими: ширина не менше 21 см і довжина не менше ніж 20 с Отже, для побудови плану такої ділянки потрібен аркуш паперу розмірами 21×20 см.

Для побудови координатної сітки широко застосовується лінійка, яку запропонував російський вчений-геодезист Ф.В. Дробишев. Він розробив велику і малу лінійки. Великою лінійкою можна побудувати сітку квадратів розміром 80×60 см, а малою – розміром 50×50 см.

Лінійку розроблено на принципі єгипетського трикутника зі сторонами 4, 5 одиниць або 6, 8, 10 одиниць. Оскільки розміри планшетів прямокутної розграфлення масштабу 1:5000 40×40 см, а масштабів 1:2000, 1:1000, 1:500 50×50 см, то достатньо малої лінійки (див. *рис. II.4.13*).

Вона має шість вікон прямокутної форми, позначених 0, 1, 2, 3, 4, Правий кінець її віддалений від початкової точки (початку відліку) на 70,711 см Ця величина є гіпотенузою великого квадрата зі стороною 50 см. Ліві кінці кожному вікні, верхній край та правий кінець лінійки скошені. На скошені частині нульового вікна (посередині) вигравіювано штрих. Перетин скошеного краю нульового вікна з цим штрихом (точка *а*) і є початком відліку лінійки.

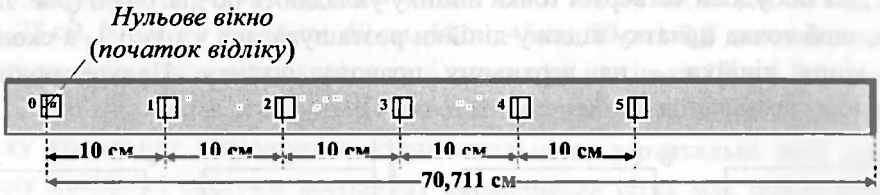


Рис. II.4.13. Лінійка Ф.В. Дробишева

Скошений край нульового вікна лінійки є прямою лінією, а скошені кр вікон 1, 2, 3, 4, 5 та правого кінця лінійки є дугами радіусами 10 см, 20 см 30 см, 40 см, 50 см та 70,744 см відповідно з центром кіл у точці *а*. Тако лінійкою можна побудувати і сітку квадратів із розмірами 30×40 см.

Опишемо послідовність побудови координатної сітки 50×50 см.

Лінійку кладуть паралельно до нижнього краю (*рис. II.4.14, а*) аркуш креслярського паперу, і на відстані приблизно 5 см від нього прокреслюю вздовж скошеного верхнього краю лінійки добре загостреним олівцем (середн твердості) лінію. Потім лінійку накладають на цю лінію (*рис. II.4.14, б*) так, щ лінію було видно посередині віконець лінійки, а скошений край нульового вік був на відстані приблизно 5 см від лівого краю паперу та прокреслюють олівц вздовж скошених країв віконець лінійки шість штрихів. Отримують прокресленій лінії дві крайні точки майбутньої координатної сітки (ліву і праву відстань між якими 50 см. Позначимо їх: ліву – 1, а праву – 2.

Повертають лінійку на 90° (можна використати косинець) і встановлюю точку початку відліку (точка *а* на лінійці) на перетині лівого штриха прокресленою лінією (*рис. II.4.14, в*). Прокреслюють вздовж скошених кра вікон лінійки шість штрихів.

Далі встановлюють початок відліку лінійки перпендикулярно до пр кресленої на папері лінії так, щоб точка початку відліку на лінійці збігалась

перетином правого крайнього штриха з прокресленою на папері лінією (*рис. II.4.14, д*). Прокреслюють вздовж скошених країв вікон лінійки шість штрихів.

Щоб отримати ще дві верхні крайні точки координатної сітки, лінійку укладають по діагоналі (*рис. II.4.14, д*) так, щоб початок відліку лінійки опинився у точці перетину правого крайнього штриха з прокресленою на аркуші лінії (точка 2), а скошений край кінця лінійки – на верхньому лівому прокресленому на папері штриху. Прокреслюють по скошеному краю кінця лінійки лінію (точка 3).

У результаті отримують три вершини квадрата координатної сітки розміром 50 см.

Для побудови четвертої точки лінійку укладають по діагоналі (*рис. II.4.14, е*) так, щоб точка початку відліку лінійки розташувалася у точці 1, а скошений край кінця лінійки – на верхньому правому штриху. Прокреслюють по скошеному краю кінця лінійки лінію (точка 4).

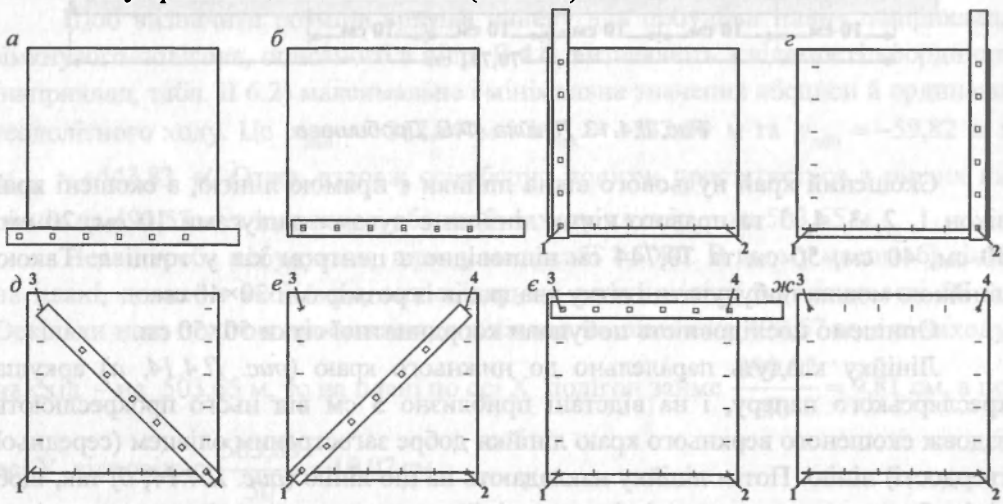


Рис. II.4.14. Послідовність побудови координатної сітки лінійкою Ф.В. Дробишева

Контролюють правильність побудови точок 3 та 4, тобто віддаль між точками 3 і 4 повинна дорівнювати 50 см. Для цього лінійку кладуть так, щоб точка початку відліку (*рис. II.4.14, є*) було у точці 3, а горизонтальний штрих у точці 4 на середині скошеного краю останнього (5) вікна лінійки. По скошених краях вікон лінійки прокреслюють штрихи. Якщо прокреслений штрих по скошеному краю останнього вікна лінійки (*рис. II.4.14, є*) проходить через точку 4 або утворює з лініями побудови трикутник, найдовша сторона якого не перевищує 0,2 мм, то побудову координатної сітки виконано правильно і за

положення точки 4 приймають центр утвореного трикутника. Якщо ж умова н виконується, тоді побудову координатної сітки повторюють.

Штрихи побудови з'єднують прямими лініями. Викресливши квадрат координатної сітки, перевіряють також правильність побудови по довжина діагоналей кожного із квадратів. Для цього порівнюють діагоналі окреми квадратів з розхилом циркуля, що дорівнює довжині діагоналі $\sqrt{200} = 14{,}12$ см Відхилення також не повинні перевищувати 0,2 мм.

Окрім лінійки Дробишева, для побудови координатної сітки викорис товують лінійку ЛБЛ з більшою кількістю вікон (відстань між зрізаними краям вікон і точкою початку відліку становить 4 см, 8 см, 10 см, 12 см, 16 см, 20 см 24 см, 28 см, 30 см, 32 см, 36 см, 40 см, 44 см, 48 см, 50 см). З її допомогою можн аналогічно побудувати сітку квадратів зі сторонами не тільки 10, а й 8 та 4 см.

Сітку квадратів оцифровують, тобто показують, яким віддалям ві початку координат відповідають горизонтальні та вертикальні лінії сітки. випадку довільної системи координат координатна сітка має оцифровуван що відповідає зменшеній (відповідно до масштабу карти) прямокутній систем координат.

Для того, щоб визначити якість побудови координатної сітки, виконуют перевірку її побудови:

1) циркулем-вимірником вимірюють сторони квадратів, їхні довжин повинні дорівнювати 10 см;

2) циркулем-вимірником вимірюють діагональ будь-якого квадрата прикладаючи циркуль-вимірник до діагоналей інших квадратів координатн сітки, перевіряють, чи всі вони мають однакову довжину. Розходження довж (діагоналей чи сторін квадратів) не повинні перевищувати 0,2 мм.

Якщо умова не виконується, знову будують координатну сітку. Дуж важливо під час побудови олівець, яким викреслюється координатна сітк тримати весь час перпендикулярно до паперу. Вістря олівця краще загост рювати "лопаткою".

Лінії координатної сітки оцифровують згідно з координатами пунктів, я потрібно нанести на карту певного масштабу карти та номенклатури.

Наприклад, складаючи карту в масштабі 1:1000, координатну сітку (*рис. II.4.15*) підписують через 100 м, крайні лінії координатної сітки підписую числом, кратним 0,5 км (тобто 0,0; 0,5; 1,0; 1,5; 2,0 і т д км). Розроблені й ін методи побудови координатної сітки. Найпростіший та найпоширеніший – використанням шаблонів на тонких металевих пластинах з бронзи або алюмін (*рис. II.4.16*), на яких пробито круглі отвори так, що між центрами отворів

сторони квадратів координатної сітки. До шаблону додається спеціальний пристрій, вістря висувної голки якого примусово збігається з центром пробитого на планшеті отвору. Наклавши на папір планшет, за допомогою цього пристрою наколюють центри отворів планшета на папір. Залишається тільки з'єднати отвори на папері прямими лініями.

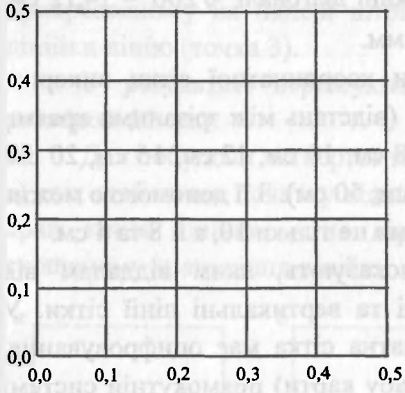


Рис. II.4.15. Координатна сітка для побудови плану масштабу 1:1000

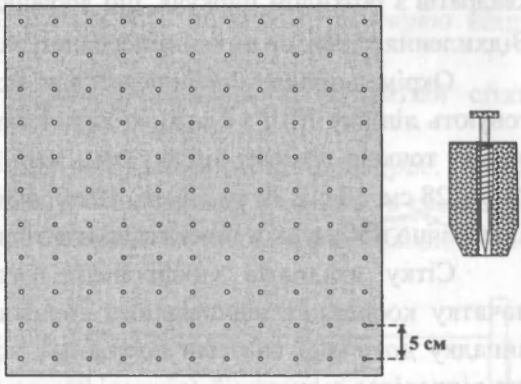


Рис. II.4.16. Шаблон і пристрій для побудови сітки квадратів розміром 5×5 та 10×10 см

Ще досконалішим приладом для побудови координатної сітки є координатографи, в яких є дві взаємно перпендикулярні лінійки з поділками 0,2 мм, одна з яких може рухатися вздовж осі X. На цій рухомій лінійці з такими ж поділками вздовж осі У розташована голка, яка, переміщаючись, може наколювати на папері точки у вершинах квадратів. Координатографами можна не тільки будувати сітки квадратів, але й наносити на план точки з відомими координатами. Координатографи можуть будувати координатні сітки і наносити за значеннями координат точки на план автоматично за допомогою програм.

II.4.10. Побудова плану горизонтального знімання

Перевіривши правильність побудови координатної сітки, наносять на план, що будується, вершини полігонів, діагональних ходів, усі інші точки ділянки, координати яких обчислені.

Нехай координати точок дано в умовній, довільній системі координат. Спочатку за значеннями координат встановлюють квадрат, у якому має міститися відповідна точка, а потім відкладають вздовж сторін квадрату не повні значення абсцис і ординат, а тільки значення різниць координат точки і відповідної лінії координатної сітки.

Наприклад, якщо для точки А (*рис. II.4.17*) X= +538,37 м і У= +637,42 м, а довжина сторони квадрата за заданого масштабу плану дорівнює 200 м, то на сторонах відповідного квадрата потрібно буде відкласти вверх 538,37 - 400 = 138,37 м, а у правий бік – 637,42 - 600 = 37,42 м. З'єднавши паралельними до координатної сітки лініями нанесені на плані відповідні точки, отримаємо на їх перетині шукану точку А.

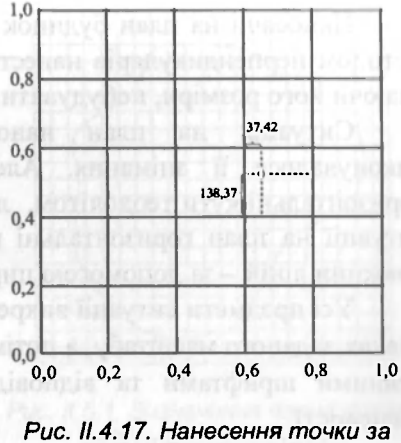


Рис. II.4.17. Нанесення точки за координатами на план масштабу 1:2000

Можна зробити по-іншому: спочатку відкласти на сторонах квадрата різницю ординат (тобто відрізок 138,37 м) та з'єднати ці дві точки, прокресливши лінію. На цій лінії, відклавши від ліво сторони квадрата у правий бік відстань 37,42 м, одержимо точку А.

Правильність нанесення кожної точки перевіряють, вимірюючи з допомогою циркуля-вимірника та поперечного масштабу віддаль між тільки щ нанесеною і попередньою точками, та порівнюють цю довжину з довжиною горизонтальної проекції, що відповідає цій лінії, виміряній на місцевості Розходження довжин не повинно перевищувати 0,2 мм у масштабі плану.

Після нанесення на план усіх точок ділянки, що мають відомі координати починають наносити ситуацію, тобто за зарисами позначають контури предмети місцевості, знімання яких виконувалось під час прокладанн теодолітних ходів.

Способи нанесення точок ситуації на план застосовують залежно ві способів виконання знімання. Розглядаючи зарис вздовж лінії 1-2, (*рис. II.4.5* зауважимо, що роги будинку С, В, А знято способом перпендикулярів. З основу була прийнята лінія 1-2 плану з початком в точці 1. За допомого циркуля-вимірника та лінійки з поперечним масштабом послідовно від точки по лінії 1-2 відкладають відрізки 70,20 м, 78,70 м та 81,90 м. В отримани точках *б*, *в*, *г* за допомогою прямокутного трикутника або транспортир будують перпендикуляри до лінії 1-2. Відклавши на перпендикулярах від лін 1-2 праворуч довжини ліній 12,12 м, 5,25 м і 9,10 м, отримуют місцезнаходження рогів будинку С, В, А відповідно.

Поодиноке дерево (сосна) було знято методом кутової засічки з пунктів 2 і теодолітного ходу (див. *рис. II.4.6*). Для побудови цього контуру на плані у точках і 3 за допомогою транспортира будують горизонтальні кути β_1 та β_2 та проводя прямі відрізки. Їх перетин буде місцезнаходженням на плані поодинокого дерева.

Наносячи на план будинок прямокутної правильної форми, достатньо за етодом перпендикулярів нанести на план два роги однієї сторони будинку і, аючи його розміри, побудувати два інші роги будинку за допомогою лінійки.

Ситуація на план наноситься тими самими способами, якими иконувалося її знімання. Але в полі, знімаючи ситуацію, вимірюють оризонтальні кути теодолітом, лінії стрічкою (рулеткою), а під час нанесення итуації на план горизонтальні кути будують за допомогою транспортира, а овжини ліній – за допомогою циркуля-вимірника та поперечного масштабу.

Усі предмети ситуації викреслюються на папері (плані) олівцем в умовних аках заданого масштабу, а потім – тушшю. Далі, зробивши необхідні надписи евними шрифтами та відповідними розмірами, отримують план ділянки ісцевості.

II.5. Визначення площ

II.5.1. Безпосереднє та посереднє визначення площ. Класифікація посередніх методів визначення площ

Розрізняють безпосереднє та посереднє визначення площ.

Безпосередньо визначають площі за результатами вимірювань на поверхні емлі. Для цього ділянку місцевості поділяють на прості геометричні фігури найчастіше – на трикутники, прямокутники, квадрати, рідше – на трапеції), имірюють довжини основ і висоти трикутників, довжини сторін прямокутників бо квадратів, сторони й висоти трапецій і на основі цих лінійних вимірів за ідомими з геометрії формулами обчислюють площі земельних ділянок.

Посереднє визначення площ виконують за результатами вимірювань на плані, а не на місцевості. Тобто спочатку складають план ділянки місцевості, площу якої необхідно знайти, і на його основі знаходять її площу.

Методи посереднього визначення площ можна класифікувати на:

1) графічний;
2) механічний;
3) аналітичний.

II.5.2. Суть графічного способу визначення площ

Найпростіший спосіб посереднього визначення площ – ***графічний***. Принципово цей спосіб не відрізняється від безпосереднього визначення площ на місцевості. За графічним способом на найпростіші фігури ділять план ділянки місцевості, а не саму ділянку. Найпростішими фігурами є також

трикутники, прямокутники, квадрати, трапеції. Необхідні для обчислення площ параметри вимірюють на планах і картах, а не на місцевості.

Точність графічного методу визначення площ нижча за точність визначення площ безпосередньо на місцевості. Площа ділянки визначається з настільки меншою точністю, наскільки менший масштаб плану або карти.

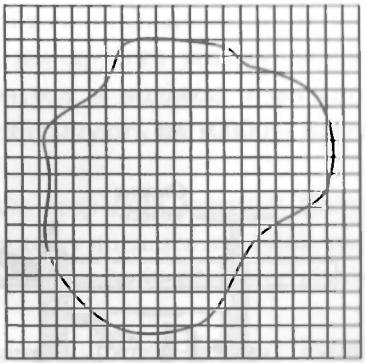


Рис. II.5.1. Визначення площі фігури за допомогою палетки

Різновидом графічного методу визначення площ є визначення площ за допомогою палеток. Палетки використовують, щоб знайти площі ділянок, обмежених криволінійними контурами (*рис. II.5.1.*). Палетка виготовляється на прозорому папері (кальці або прозорому пластику). На аркуші такого паперу будують сітку квадратів із заданими сторонами, розмір яких вибирають залежно від масштабу плану (карти). Так, наприклад, для плану масштабу 1:10000 квадрат зі стороною 1 см відповідає площі 1 га (10000 м^2), зі стороною 2 мм – 4 ари (400 м^2) і т. д.

Щоб знайти площу, палетку накладають на криволінійний контур, площа якого визначається. Потім рахують, скільки цілих квадратів є всередині контуру, кількість неповних квадратів визначають на око (їх частка становить 1/4, 1/2, 3/4 від величини цілого квадрата). Їх суму додають до кількості цілих квадратів. Помноживши цю суму на площу одного квадрата, отримують площу фігури, обмеженої криволінійним контуром. Відносна точність такого визначення площі невисока – приблизно 1/100÷1/150.

II.5.3. Суть механічного способу визначення площ

Значно точнішим є механічний метод визначення площ, тобто з допомогою спеціальних приладів – ***планіметрів.***

Найпоширенішим є ***полярний планіметр*** (*рис. II.5.2*). Він складається з двох важелів – полюсного та обвідного. Полюсний важіль на одному кінці має тягар циліндричної форми з голкою в центрі нижньої площини. Голка наколюється на папір і слугує полюсом планіметра. Другий кінець полюсного важеля вставляється в отвір, розташований на обвідному важелі. На одному кінці обвідного важеля прикріплене в металевій оправі збільшувальне скло з точкою в центрі. До оправи прикріплена ручка для плавного обведення контуру площі. На другому кінці є відліковий механізм.

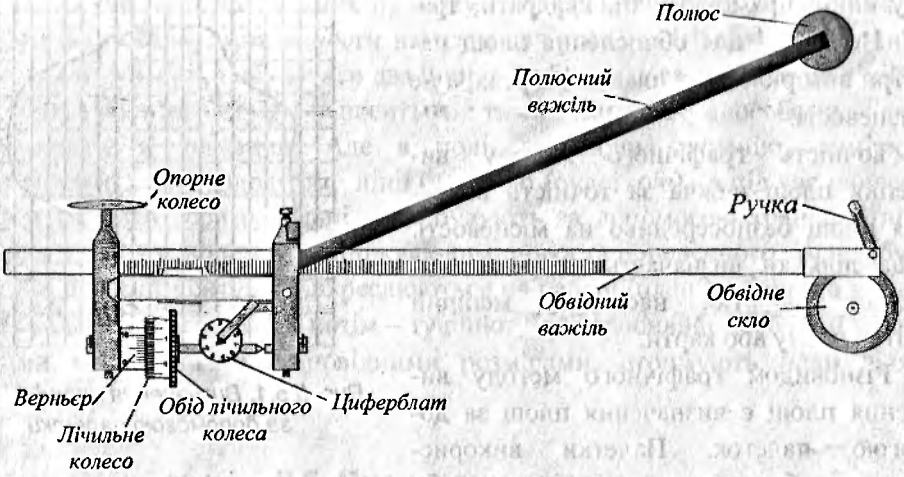


Рис. II.5.2. Полярний планіметр

Перед обведенням фігури встановлюють полюс планіметра так, щоб точка обвідного важеля під час переміщення дотикалася до усіх точок контуру ділянки, площу якої визначають. Відлік зчитують з лічильного механізму, який складається з колеса, циліндрична поверхня якого поділена на 100 частин, та верньєра, за допомогою якого відлічують десяті частки найменшої поділки колеса. Десята частка найменшої поділки колеса називається ***поділкою планіметра***. Крім того, лічильний механізм ще має циферблат (10 поділок), який дає змогу визначити кількість повних обертів колеса.

Отже, одному оберту цього колеса відповідає 1000 поділок планіметра. На *рис. II.5.3* відлік планіметра становить 3722. Перша цифра (3) зчитується за положенням стрілки, що міститься між поділками 3 і 4 шкали циферблата, тобто вже пройшла поділку 3. Друга цифра у відліку (7) – це цифра на колесі, після якої – нуль верньєра. Третя цифра у відліку (2) – це кількість поділок від цифри 7 колеса до нуля верньєра. Четверта цифра у відліку (2) – це кількість поділок верньєра від нуля до поділки, що точно збігається з поділкою шкали колеса.

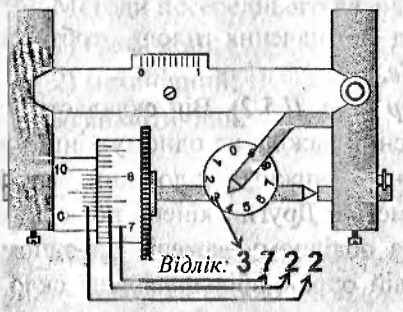


Рис. II.5.3. Відлічування відлікового пристрою планіметра

Наприклад, полюс планімегра розташований ззовні контуру фігури, площа якої вимірюється. Встановивши обвідну точку над однією з чітких точок контуру цієї фігури, відлічують початковий відлік m_1 (наприклад, 4534). Обвідною точкою точно обводять контур ділянки, площу якої

визначають. Довівши обвідну точку до початкової точки обведення, відлічують другий відлік m_2 (наприклад, 6787). Віднявши від другого відліку перший, отримаємо число 2223 – площу обведеного контуру в поділках планіметра. Якщо другий відлік менший за перший, то його збільшують на 10000 – повний оберт обертового колеса.

Знаходячи площу зі встановленим полюсом всередині контуру ділянки місцевості, площа якої визначається, до другого відліку додають постійне число планіметра і від одержаної суми віднімають перший відлік. Різниця відліків буде площею фігури в поділках планіметра.

Щоб отримати площу в квадратних метрах, треба знати, скільки квадратних метрів площі відповідає одній поділці цього планіметра, тобто потрібно знайти ***ціну поділки планіметра***. Ціну поділки планіметра визначають для масштабу плану (карти), на якому зображений контур, площу якого необхідно виміряти. Якщо, наприклад, для заданого масштабу ціна поділки планіметра 50 м^2, то площа ділянки буде 50×2223 = 111150 м^2 = 11,115 Га.

Для визначення ціни поділки планіметра на карті чи плані обводять фігуру, площа якої відома, наприклад, квадрат, площа якого на місцевості 10000 м^2. Після обведення такого квадрата планіметром його площа становить 200 поділок планіметра. Тоді ціну поділки цього планіметра знаходять так

$$\frac{10000\ м^2}{200} = 50\ м^2 .$$

Постійне число планіметра визначають так: обводять площу будь-якої фігури з положенням полюса ззовні цієї фігури і отримують першу різницю відліків. Потім встановлюють полюс всередині цієї фігури і після обведення контуру одержують другу різницю. Визначають постійне число планіметра.

II.5.4. Цифрові планіметри

Цифрові (електронні) планіметри бувають двох типів – полярні та роликові. Полярні цифрові планіметри відрізняються від звичайних лише автоматичною реєстрацією результатів вимірювань. Роликові моделі досконаліші і багатофункціональні.

Принцип роботи цифрових планіметрів практично не відрізняється від принципу роботи механічного полярного планіметра. На контурі фігури, площу якої потрібно виміряти, встановлюють центр обвідної лупи. Для роликових планіметрів перед початком роботи обвідний важіль встановлюють під прямим кутом до роликового важеля. Після натиснення клавіші START на дисплеї з'явиться відлік «0». Вибирають одиниці вимірювання площі. Позначають точку відліку на контурі площі, яку треба виміряти. Плавно по контуру за

динниковою стрілкою обводять фігуру. На дисплеї висвічується значення міряної площі. Якщо фігуру обводять проти годинникової стрілки, на дисплеї свічується від'ємне значення площі. Цю особливість можна використовувати, що всередині вимірюваної площі є інші фігури. При цьому планіметр томатично віднімає площу або площі фігур всередині основної фігури.

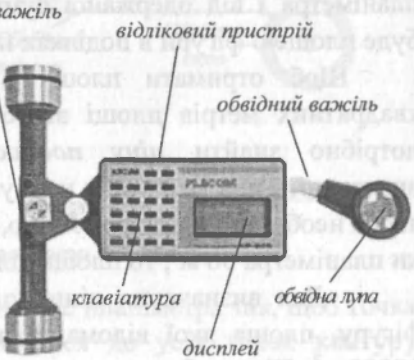


Рис. II.5.4. Будова цифрового планіметра ***PLANIX 5***

Рис. II.5.5. Будова цифрового планіметра ***PLANCOM*** *KP-90N*

Якщо площа фігури надто велика, то її вимірюють, поділивши її на екілька менших сегментів. Для цього спочатку обводять контур першого егмента і натискають клавішу HOLD, далі обводять контур другого сегмента і нову натискають HOLD. Ті самі дії повторюють для решти сегментів. В езультаті на дисплеї одержують сумарне значення площі. Якщо воно еревищує кількість символів на дисплеї відлікового пристрою планіметра, то одиниці вимірювання змінюватимуться автоматично, наприклад, з квадратних антиметрів на квадратні метри.

Ту саму площу можна виміряти декілька разів. Після кожного вимірювання натискають клавішу END, а після останнього – натискають клавішу AVER й одержують кінцевий усереднений результат.

Точність вимірювання площ цифровими планіметрами в середньому в 1,5 раза вища порівняно з механічними і залежить в основному від точності обведення контуру фігури.

II.5.5. Функціональні можливості й технічні характеристики цифрових планіметрів

Функціональні можливості цифрових планіметрів такі:

- вибір метричної або англійської систем вимірювань;
- вибір одиниць вимірювань: мм^2, см^2, м^2, км^2 у метричній системі або дюймів, квадратних футів і акрів – в англійській системі вимірювань;
- вимірювання площ у зменшених або збільшених масштабах;
- вимірювання площ з різними масштабами;
- фіксування у пам'яті значення площі виміряної фігури;
- додають площі декількох сегментів у межах однієї фігури;
- обчислення середнього значення з вимірів тієї самої площі;
- запит масштабного коефіцієнта (коли масштаб карти – 1/N, то N запам'ятовується як масштаб);
- вимірювання площ із пульсуючого відліку (якщо не було встановлено одиницю вимірювання).

Найсучасніші моделі цифрових планіметрів, такі як **PLANIX EX** (*рис. II.5.6)*, **PLANIX S10 marble** (фірма-виробник TAMAYA TECHNICS INC., Японія), **PLANCOM KP-21C** (*рис. II.5.7)* (фірма – виробник PLANCOM, Японія), **Ushikata X-Plan 380 dIII** (*рис. II.5.8)*, не тільки обчислюють площі, але й вимірюють:

- довжини прямих ліній і кривих,

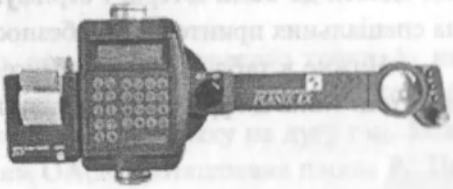


Рис. II.5.6. Загальний вигляд цифрового планіметра ***PLANIX EX***

Рис. II.5.7. Загальний вигляд цифрового планіметра ***PLANCOM KP-21C***

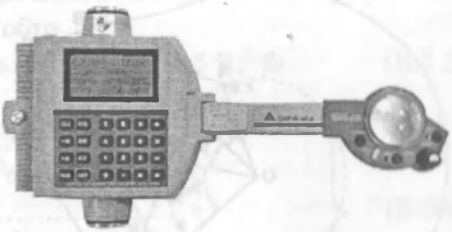


Рис. II.5.8. Загальний вигляд цифрового планіметра ***Ushikata X-Plan 380 dIII***

• обчислюють координати, кути, радіуси кіл, дуги, причому координати ожуть бути одержані з урахуванням реального масштабу карти.

Такі моделі, як **PLANIX EX** та **PLANCOM KP-21C,** також можна ід'єднати до комп'ютерів і отримувати файл координат. Друкують результати а спеціальних принтерах, які безпосередньо під'єднані до планіметра.

Нижче в табл. II.5.1 наведено основні характеристики найпоширеніших в рактиці типів цифрових планіметрів.

Таблиця II.5.1

Технічні характеристики цифрових планіметрів

	PLANIX 5	PLANIX 7	PLANIX EX
Тип планіметра	полюсний	роликовий	роликовий
Дисплей LCD	8 символів × 1 рядок	8 символів × 1 рядок	17 символів × 3 рядки
Діапазон вимірювань	діаметр 35,6 см	300 см x 30 см	380 мм x 10 м
Точність	не нижче за ± 0,2 %	не нижче за ± 0,2 %	± 0,1 %
Одиниці вимірювання	$см^2$	$см^2$ $м^2$ $км^2$ га	$мм^2$ $см^2$ $м^2$ $км^2$ га
Габарити / Вага	64 x 213 x 39 мм / 900 г	150 x 240 x 39 мм / 500 г	350 x 165 x 43 мм / 1000 г

II.5.6. Теорія полярного планіметра

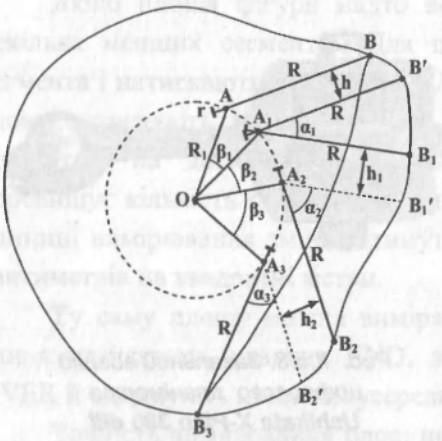


Рис. II.5.9. До розгляду теорії полярного планіметра

Спростимо зображення планіметра, як це зроблено на *рис. II.5.9*. Нехай $A_пB_п$=R – обвідний важіль; $OA_п$ – полюсний важіль; $A_п$ – точка з'єднання цих важелів; $B_п$ – точка, якою обводять контур; O – полюс планіметра. Відліковий механізм на *рис. II.5.9* зображено потовщеним штрихом, віддаленим від точки $A_п$ на відстань r. Відрізок r є продовженням обвідного важеля $A_пB_п$. Нехай обвідна точка $B_п$ суміщена з точкою криволінійного контуру, а початковий відлік відлікового механізму становить $m_п$. Допустимо, що обвідний важіль дещо

переміститься паралельно до початкового положення і займе нове положення A_1B'. При цьому механічне колесо відлікового механізму повернеться на величину h, обвідна точка з точки $B_п$ переміститься в точку B', а точка $A_п$ опише дугу $A_пA_1$ радіусом кола R. Оскільки h – дуже мала величина, відрізок вважатимемо прямою.

Далі припустимо, що обвідний важіль повернеться навколо точки A_1 на незначний кут α_1 і займе положення A_1B_1. Водночас лічильне колесо відлікового механізму повернеться в протилежному напрямку на дугу $r\cdot\alpha_1$. Між початковим положенням важелів OAB і новим OA_1B_1 розташована площа P_1. Це площа паралелограма $A_пB_пB'A_1$ та двох кругових секторів з радіусами R та R_1. Оскільки площа першого сектора $A_1B'B_1$ – $\Delta S_1 = 0{,}5\cdot R^2\alpha_1$, другого – $\Delta S_2 = 0{,}5\cdot R_1^2\cdot\beta_1$ і площа паралелограма $\Delta S_3 = R\ h$, тоді

$$P_1 = R\cdot h + \frac{1}{2}\left(R^2\cdot\alpha_1 + R_1^2\cdot\beta_1\right). \qquad (II.5.1)$$

Під час описаних переміщень важелів відлікове колесо лічильного механізму пройшло шлях $h - r\cdot\alpha_1$. Якщо позначити одну поділку планіметра t, яка дорівнює 1/1000 частині від довжини ободу відлікового колеса і, якщо початковий відлік $m_п$, а новий відлік m_1, тоді шлях, який пройшло лічильне колесо, буде $t\cdot(m_п - m_1)$. Тому

$$h - r\cdot\alpha_1 = t\cdot(m_п - m_1). \qquad (II.5.2)$$

Звідси

$$h = t\cdot(m_п - m_1) + r\cdot\alpha_1. \qquad (II.5.3)$$

Отже, площа паралелограма дорівнює

$$\Delta S_3 = R\ t\cdot(m_п - m_1) + R\cdot r\cdot\alpha_1. \qquad (II.5.4)$$

Площу елементарної фігури $OA_пB_пB'B_1A_1O$ знайдемо як суму площ паралелограма та двох кругових секторів. Тобто

$$P_1 = R\cdot t\cdot(m_п - m_1) + R\cdot r\cdot\alpha_1 + 0{,}5\cdot R^2\alpha_1 + 0{,}5\cdot R_1^2\cdot\beta_1. \qquad (II.5.5)$$

Площа всієї фігури дорівнюватиме

$$\left.\begin{aligned} P &= R\ t\ (m_п - m_1) + R\ r\ \alpha_1 + 0{,}5\ R^2\alpha_1 + 0{,}5\cdot R_1^2\ \beta_1 + \\ &R\ t\ (m_1 - m_2) + R\ r\ \alpha_2 + 0{,}5\ R^2\alpha_2 + 0{,}5\ R_1^2\ \beta_2 + \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + \\ &R\ t\ (m_к - m_{к-1}) + R\ r\ \alpha_к + 0{,}5\cdot R^2\alpha_к + 0{,}5\ R_1^2\cdot\beta_к. \end{aligned}\right\} \qquad (II.5.6)$$

Звідси знайдемо

$$P = R\ t\cdot(m_к - m_п) + R\ r\cdot\Sigma\alpha_i + 0{,}5\ R^2\Sigma\alpha_i + 0{,}5\ R_1^2\ \Sigma\beta_i, \qquad (II.5.7)$$

де $m_п$, $m_к$ – відповідно початковий та кінцевий відліки планіметра, тобто відліки планіметра до та після обведення контуру.

Залежно від того, всередині чи ззовні фігури полюс, можливі два випадки:

Перший випадок. Якщо полюс планіметра всередині фігури, площу якої визначають, то важіль, описавши коло після обведення контуру, знову повернеться в початкове положення. При цьому $\Sigma\alpha = \Sigma\beta = 2\cdot\pi$ і формула (II.5.7) набуде вигляду

$$P = R\cdot t\cdot(m_к - m_п) + 2\cdot\pi\cdot R\cdot r + \pi\cdot R^2_i + \pi\cdot R_1^2. \qquad (II.5.8)$$

Позначимо:

$$R\cdot t = \tau, \qquad (II.5.9)$$

$$2\cdot\pi\cdot R\, r + \pi\cdot R^2_i + \pi\cdot R_1^2 = Q. \qquad (II.5.10)$$

Тоді формулу (II.5.8) запишемо у вигляді

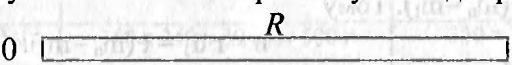
$$P = \tau\cdot(m_к - m_п) + Q. \qquad (II.5.11)$$

Другий випадок. Полюс розміщений ззовні контуру, який обводять. Тоді $\Sigma\alpha = 0$ і $\Sigma\beta = 0$. У такому разі формула (II.5.11) матиме вигляд

$$P = \tau\cdot(m_к - m_п). \qquad (II.5.12)$$

Отже, площа виміряна планіметром, визначається за формулами (II.5.11) та (II.5.12).

II.5.7. Геометричний зміст сталих планіметра τ і Q

Оскільки $\tau = R\cdot t$, де R – довжина обвідного важеля, а $t = 1/1000$ ободу лічильного колеса, то добуток $R\cdot t$ можна зобразити у вигляді прямокутника зі сторонами t і R. $t = 1/1000$ 

Отже, планіметр з полюсом ззовні контуру перетворює площу будь-якого контуру на площу прямокутника зі сторонами t і R. Різниця $(m_к - m_п)$ у формулі (II.5.12) вказує на кількість таких прямокутників у площі контуру.

Розглянемо тепер геометричний зміст сталої Q, розвернувши важелі планіметра під таким кутом φ, щоб площина лічильного колеса проходила через точку O – полюс планімегра.

Тобто планімегр в першому випадку перетворює будь-яку площу на площу прямокутника і кола радіусом ρ, а в другому випадку – тільки на площу прямокутника. Як визначаються сталі планіметра τ і Q, описано в пункті II.5.2.

II.5.8. Перевірки планіметра

Перед використанням полярного планіметра треба перевірити, чи виконуються такі умови;

1. Лічильне колесо планіметра повинно вільно, без коливань обертатися на своїй осі. Цього досягають регулюванням гвинтів підшипників, попередньо попустивши його закріплювальні гвинти. Після регулювання та закріплення гвинтів між краями лічильного колеса і верньєра має бути проміжок, у який можна вставити аркуш тонкого паперу.

2. Площина обода лічильного колеса має бути перпендикулярна до осі обвідного важеля.

Для перевірки (див. *рис. II.5.10*) обводять той самий контур двічі за різних положень відлікового пристрою (ліворуч і праворуч від полюса).

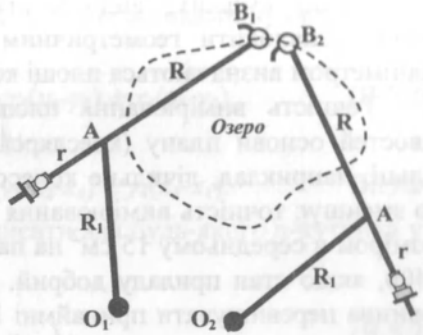


Рис. II.5.10. До перевірки положення відлікового механізму планіметра

Якщо отримані значення площ в поділках планіметра різнитимуться більше ніж на 1/200 від їх середнього арифметичного, то площу завжди слід визначати при двох положеннях відлікового механізму і за кінцевий результат приймати середнє арифметичне з цих вимірів.

II.5.9. Точність визначення площ планіметром

Як було показано раніше, стала планіметра τ дорівнює τ = R·t. Цей добуток є площею прямокутника на папері (на плані). Якщо масштаб плану становить M, тоді

$$P_0 = \tau \cdot M^2 = R \cdot t \cdot M^2, \qquad (II.5.13)$$

де P_0 – площа на поверхні Землі, що відповідає сталій планіметра.

Тоді площа P виміряної ділянки дорівнюватиме

$$P = P_0 \cdot (m_к - m_п) = R \cdot t \cdot M^2 \cdot (m_к - m_п). \qquad (II.5.14)$$

На основі (II.5.14) можемо записати

$$(m_к - m_п) = \frac{P}{R \cdot t \cdot M^2}, \qquad (II.5.15)$$

де $(m_к - m_п)$ – площа в поділках планіметра.

Отже, площа в поділках планіметра прямо пропорційна до площі P, що визначається, і обернено пропорційна до квадрата знаменника масштабу плану. Інакше кажучи, площу визначають планіметром тим точніше, чим вона більша, і особливо зростає точність зі зменшенням знаменника масштабу плану. Нагадаємо: масштаб плану (карти) більший, коли знаменник масштабу плану (карти) менший.

Як видно з формули (II.5.15), малі площі треба визначати за якнайменшого значення R. Довжину обвідного важеля можна змінювати, пересуваючи полюсний важіль з відліковим пристроєм вздовж обвідного важеля. Змінюючи довжину R, можна змінити ціну поділки планіметра P_0 на зручну для обчислення величину.

Площі вузьких, видовжених контурів (дороги, річки, канави тощо) точніше знаходити геометричним методом, а не планіметром. Найточніше планіметром визначаються площі контурів, близьких до круглої форми.

Точність вимірювання площ планіметром також залежить від властивостей основи плану (креслярський папір, калька, пластик, фотоплан). На кальці, наприклад, лічильне колесо планіметра може ковзати, не повертатися, що зменшує точність вимірювання планіметром. Можна вважати, що для площ розміром в середньому 15 см^2 на папері планіметр забезпечує відносну похибку 1:400, якщо стан приладу добрий. Похибка визначення площі планіметром не повинна перевищувати принаймні 1:200 від величини площі. Для забезпечення точної роботи планіметра проф. А.В. Маслов запропонував ставити на планіметрі два відлікові механізми. Це дало змогу підвищити точність визначення площі планіметром майже в 1,5–2 рази.

II.5.10. Аналітичний метод визначення площ

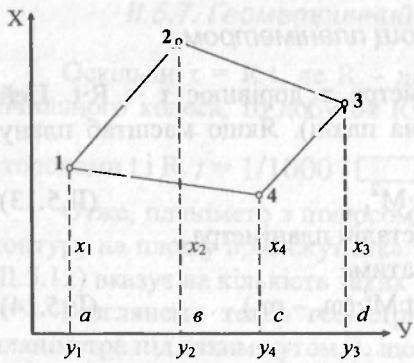


Рис. II.5.11. До обчислення площі за координатами вершин полігону

Найточніший метод визначення площ зімкнутих контурів – аналітичний. У цьому методі використовують значення координат вершин полігона, який обмежує шукану площу.

Нехай дано чотирикутник 1234 (*рис. II.5.11*) та координати його вершин: (x_1, y_1), (x_2, y_2), (x_3, y_3), (x_4, y_4). Площу цього чотирикутника можна визначити як площу чотирьох трапецій, а саме:

$$S = S_{1,2,в,a} + S_{2,3,d,в} - S_{1,4,c,a} - S_{4,3,d,c}. \quad (II.5.16)$$

Площу кожної трапеції можна обчислити як добуток півсуми основ на висоту і результат записати у вигляді:

$$2S_{1,2,в,a} = (x_1+x_2)(y_2-y_1); \qquad 2S_{2,3,d,в} = (x_2+x_3)(y_3-y_2);$$

$$2S_{2,3,d,в} = (x_3+x_4)(y_3-y_4); \; 2S_{2,3,d,в} = (x_4+x_1)(y_4-y_1).$$

Підставивши ці значення у формулу (II.5.16), отримаємо

$$2S = (x_1+x_2)(y_2-y_1) + (x_2+x_3)(y_3-y_2) - (x_3+x_4)(y_3-y_4) - (x_4+x_1)(y_4-y_1). \quad (II.5.17)$$

Розкриємо в правій частині формули дужки і запишемо

$$2S = x_1y_2 - x_1y_1 + x_2y_2 - x_2y_1 + x_2y_3 - x_2y_2 + x_3y_3 - x_3y_2$$
$$- x_3y_3 + x_3y_4 - x_4y_3 + x_4y_4 - x_4y_4 + x_4y_1 - x_1y_4 + x_1y_1. \quad (II.5.18)$$

Скоротивши однакові члени з різними знаками, одержимо

$$2S = x_1y_2 - x_2y_1 + x_2y_3 - x_3y_2 + x_3y_4 - x_4y_3 + x_4y_1 - x_1y_4. \quad (II.5.19)$$

Згрупуємо члени у формулі (II.5.19) так, щоб множниками були абсциси x, й отримаємо

$$2S = x_1(y_2-y_4) + x_2(y_3-y_1) + x_3(y_4-y_2) + x_4(y_1-y_3), \quad \text{(II.5.20)}$$

або ординати y

$$2S = y_1(x_4-x_2) + y_2(x_1-x_3) + y_3(x_2-x_4) + y_4(x_3-x_1). \quad \text{(II.5.21)}$$

Формули (II.5.20) та (II.5.21) можна записати для будь-якого n-кутника у вигляді

$$2S = \sum_{i=1}^{\tau} x_i(y_{i+1} - y_{i-1}), \quad \text{(II.5.22)}$$

$$2S = \sum_{i=1}^{\tau} y_i(x_{i-1} - x_{i+1}), \quad \text{(II.5.23)}$$

У формулах i – номер точки n-кутника. За цими формулами можна визначати площу багатокутника. За однією – площу, а інша використовується для контролю правильності обчислень.

Зрозуміло, що в аналітичному методі точність визначення площ залежить в основному від точності визначення координат вершин n-кутника.

II.5.10. Визначення площ методом академіка Савича

Академік Савич запропонував точний метод вимірювання площ, за яким не виникають похибки визначення сталої планіметра τ (точніше $\tau \cdot m^2$, де m – знаменник масштабу), а також усуваються похибки, пов'язані з деформаціями паперу, на якому побудовано план чи карту. В результаті значно підвищується точність вимірювань. Такий метод широко застосовують для значних площ, наприклад, площ областей чи площі усієї країни.

Розглянемо суть методу. Нехай маємо площу ділянки P, визначену аналітично. Це може бути, наприклад, трапеція аркуша карти. Площу трапеції встановлено аналітично за координатами чотирьох вершин.

Нехай на цій трапеції необхідно знайти площі ділянок, що входять у різні області, а саме ділянки P_1, P_2, P_3. Планіметром визначають площу всієї фігури трапеції та площі її частин P_1, P_2, P_3. Тоді можна записати:

$$P = \tau \cdot (m_к - m_п); \quad \text{(II.5.24)}$$

$$P_1 = \tau \cdot (m_{1к} - m_{1п}); \quad \text{(II.5.25)}$$

$$P_2 = \tau \cdot (m_{2к} - m_{2п}); \quad \text{(II.5.26)}$$

$$P_3 = \tau \cdot (m_{3к} - m_{3п}). \quad \text{(II.5.27)}$$

Розділивши площу першої фігури на площу усієї трапеції, матимемо

$$\frac{p_1}{P} = \frac{\tau \cdot (m_{1к} - m_{1п})}{\tau \cdot (m_к - m_п)}, \text{ тому } p_1 = p \cdot \frac{(m_{1к} - m_{1п})}{(m_к - m_п)}. \qquad (II.5.28)$$

Нагадаємо, що P – відома площа, яку визначили за координатами вершин трапеції аналітично.

Аналогічно знаходимо площі інших ділянок:

$$p_1 = p \cdot \frac{(m_{2к} - m_{2п})}{(m_к - m_п)}. \qquad (II.5.29)$$

$$p_1 = p \cdot \frac{(m_{3к} - m_{3п})}{(m_к - m_п)}. \qquad (II.5.30)$$

З формул (II.5.28), (II.5.29), (II.5.30) видно, що на точність визначення площ фігур не впливає точність визначення сталої планіметра, а лише точність обведення контурів обвідною точкою.

РОЗДІЛ III. ВЕРТИКАЛЬНЕ ЗНІМАННЯ

III.1. Рельєф та його зображення на планах та картах

III.1.1. Абсолютні та умовні висоти. Перевищення. Геодезичні висоти

Рельєфом називається сукупність нерівностей місцевості. Найважливішими параметрами рельєфу є висоти точок і перевищення. Зображаючи рельєф на планах та картах, спочатку треба знайти висоти точок місцевості та перевищення.

Розглянемо *рис. III.1.1*, на якому показана частина фізичної поверхні Землі та поверхня рівня моря у спокійному стані, уявно продовжена під фізичною поверхнею Землі. Цю поверхню називають рівневою поверхнею (*геоїдом*). На рисунку також наведено частину еліпсоїда. Рівневу поверхню океанів і морів приймають за нуль абсолютних висот (точка О).

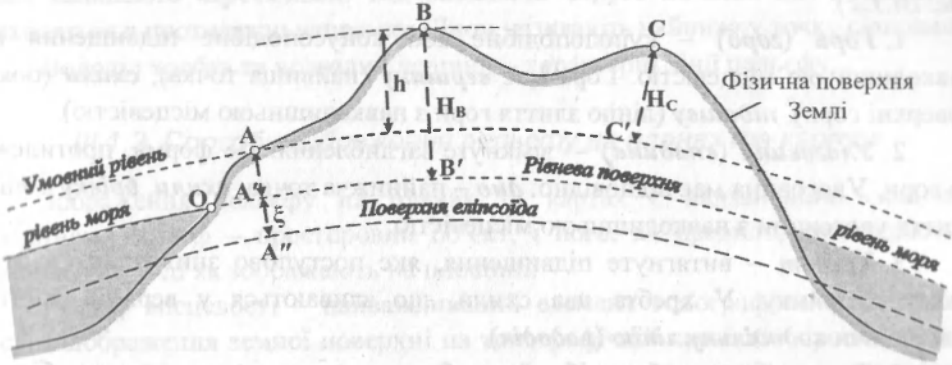


Рис. III.1.1. Абсолютні та умовні висоти, геодезичні висоти, перевищення

Абсолютна висота точки *A* місцевості – це прямовисний відрізок *AA'* від цієї точки на поверхні Землі до точки *A'* на рівневій поверхні.

Аналогічно абсолютною висотою точки *B* є прямовисний відрізок *BB'*.

Точка *B* розташована вище від точки *A* на величину прямовисного відрізка, позначеного на *рис. III.1.1* буквою *h*. Це і є перевищення між точками *A* і *B*. Отже, ***перевищення*** між двома точками – це відстань по прямовисній лінії між рівневими поверхнями, що проведені через ці точки, тобто перевищення – це різниця висот цих точок. Зауважимо, що рівневих поверхонь можна провести безліч. На *рис. III.1.1* показано рівневі поверхні точок *A* і *B*.

Інколи цю чи будь-яку іншу рівневу поверхню умовно приймають за нуль сот. Тоді висоти точок відносно цієї поверхні називаються ***умовними сотами***. На *рис. III.1.1* прямовисний відрізок *CC'*, який дорівнює H_C, є овною висотою точки *C*.

У геодезії часто використують ***геодезичні висоти***. Це висоти не над реднім рівнем океану, а над поверхнею еліпсоїда. Отже, геодезичною сотою точки *A* буде відрізок *AA"*, який дорівнює

$$H_Г = H_A + \xi, \qquad \text{(III.1.1)}$$

ξ – висота геоїда над еліпсоїдом.

Проте відзначимо, що відрізок *AA'* – нормаль до рівневої поверхні, а дрізок *AA"* – нормаль до поверхні еліпсоїда. Ці поверхні не паралельні, але ки що не будемо цього враховувати.

III.1.2. Основні форми рельєфу

При всій великій, на перший погляд, дуже різноманітні нерівності оверхні Землі, можна виділити тільки п'ять основних форм рельєфу (див. *ис. III.1.2*):

1. ***Гора*** (***горб***) – куполоподібне або конусоподібне підвищення над авколишньою місцевістю. Гора має ***вершину*** (найвища точка), ***схили*** (бокові оверхні гори), ***підошву*** (лінію злиття гори з навколишньою місцевістю).

2. ***Улоговина*** (***впадина***) – зімкнуте заглиблення. Це форма, протилежна о гори. Улоговина має відповідно: ***дно*** – найнижча точка, ***схили***, ***брівку*** – лінію лиття улоговини з навколишньою місцевістю.

3. ***Хребет*** – витягнуте підвищення, яке поступово знижується в будь-кому напрямку. У хребта два схили, що зливаються у верхній частині, творюючи ***вододільну лінію*** (***вододіл***).

4. ***Лощина*** – жолобоподібне заглиблення з пониженням в один бік. Це форма, протилежна до хребта. Два схили лощини зливаються в її найнижчій астині, створюючи ***водозливну лінію*** (***тальвег***). По тальвегу зазвичай стікає ода, що потрапляє на схили.

Різновиди лощини – ***долина*** та ***яр***. Долина – широка лощина з пологими, адернованими схилами. Посередині долини, як правило, тече річка або трумок. Яр – вузька лощина з крутими, оголеними, без трави, схилами.

Схили долини часто мають горизонтальні або з невеликим ухилом ілянки, які називаються ***терасами***.

Початковий етап розвитку яру – ***промоїна***. Яри, зарослі чагарником, равою, називають ***балками***.

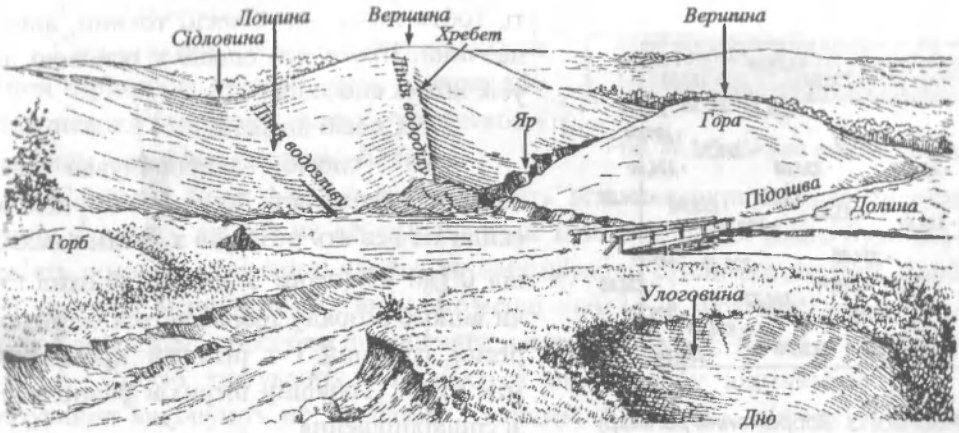


Рис. III.1.2. Основні форми рельєфу

1) ***Сідловина*** – це місце, що утворюється у результаті злиття схилів двох сусідніх гір або вододілів двох сусідніх хребтів. У гірській місцевості через сідловини звичайно пролягають дороги або пішохідні стежки. Тому сідловини в горах називають ***перевалами***. Від сідловини беруть початок дві лощини, які розходяться в протилежні напрямки. Дном називають найнижчу точку сідловини.

Вододіл хребта та водозлив лощини – характерні лінії рельєфу.

III.1.3. Способи зображення рельєфу на планах та картах

Зображення рельєфу на планах та картах є надзвичайно складним завданням. Рельєф – просторовий об'єкт, і його, як правило, розглядають в перспективі, тоді як зображають на площині.

Рельєф місцевості – найважливіший елемент топографічних карт. Точності відображення земної поверхні на топографічній карті для проектування і будівництва усіх видів споруд надають особливого значення. Тому невипадково розроблено цілу низку способів зображення рельєфу на планах та картах. Серед них :

1. Спосіб висот.
2. Спосіб штрихів.
3. Спосіб відмивання.
4. Спосіб тушування.
5. Спосіб горизонталей.

Розглянемо ці способи окремо.

1. Спосіб висот або спосіб позначок (*рис. III.1.3*).

Числове значення висоти точки називається ***позначкою***. Суть способу проста: на карту виписуються усі відомі числові значення висот точок місцевос-

Рис. III.1.3. Зображення рельєфу способом висот

ті, тобто позначки. Спосіб точний, але не наочний. Проте цей спосіб є основою для усіх інших способів.

2. Спосіб штрихів.

Цей спосіб запропонував саксонський геодезист Леман, який поділив схили на дев'ять розрядів з кутами нахилу від 0° до 45° (через 5°). Кожний схил того чи іншого розряду зображується штрихами різної товщини і з різними проміжками між ними. Товщину штрихів обчислюють зі співвідношення

$$\frac{\text{товщина штриха}}{\text{ширина проміжку}} = \frac{\alpha^\circ}{45^\circ - \alpha^\circ},$$

де α° – кут нахилу схилу.

У результаті отримано шкалу штрихів, яка показана в табл. III.1.1.

Таблиця III.1.1

Товщина штриха, одиниць	5	10	15	20	25	30	35	40	45
Ширина проміжку, одиниць	40	35	30	25	20	15	10	5	суцільні штрихи
Зразок штриховки									

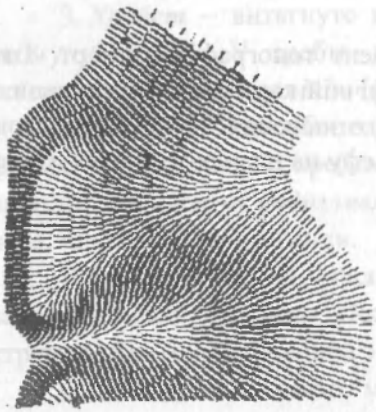


Рис. III.1.4. Зображення рельєфу способом штрихів

На *рис. III.1.4* методом штрихів зображено частину території.

Метод дуже наочний. Застосовують його переважно на географічних картах. На жаль, у нього є недоліки:

а) штрихи затіняють поверхню карти. На такій карті неможливо зобразити ситуацію;

б) на такій карті неможливо визначити перевищення між точками;

в) нанесення штрихів – дуже кропітка робота.

Тому для побудови топографічних карт його не застосовують.

3. Спосіб відмивання.

Суть способу полягає у тому, що схили різної стрімкості зафарбовують чорною або коричневою фарбами різної насиченості (глибини – синьою) (див. *рис. III.1.5*).

Рис. III.1.5. Шкала висот, глибин

Спочатку цією фарбою зафарбовують всю поверхню. Після висихан фарбу наносять ще раз на всі схили, окрім найпологішого. Якщо було всьо дев'ять розрядів стрімкості схилів, то найстрімкіші схили покривають фарбо дев'ять разів, менш стрімкі – вісім, ще менш – сім і т. д. Фрагмент карти, на як рельєф зображено способом відмивання, наведений на *рис. III.1.6*.

4. Спосіб тушування відрізняється від способу відмивання тим, т тушування виконують не фарбами, а олівцем. Крім того, під час тушуван враховують напрямок освітлювання земної поверхні сонячним промінням Переважно приймають північно-західний напрямок.

5. Спосіб зображення рельєфу горизонталями розглянемо окремо.

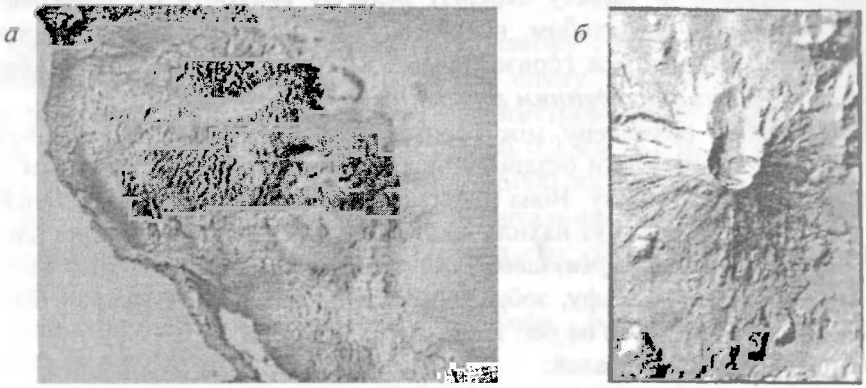


Рис. III.1.6. Зображення рельєфу способом: а – відмивання; б – тушування

III.1.4. Зображення рельєфу на планах та картах горизонталями. Властивості горизонталей

Горизонталь – зімкнута крива лінія (ізолінія), що з'єднує точки земн поверхні з однаковими висотами.

Для унаочнення геометричної суті горизонталей уявимо озеро, всередн якого є невеликий конусоподібний острів (*рис. III.1.7*). Спроектуємо кожну то лінії урізу води на горизонтальну площину *P*, й отримаємо на площині ізолін горизонталь. Далі знижуватимемо рівень води на задану величину *h* і точки л урізу води щоразу проєктуватимемо на цю саму горизонтальну площину.

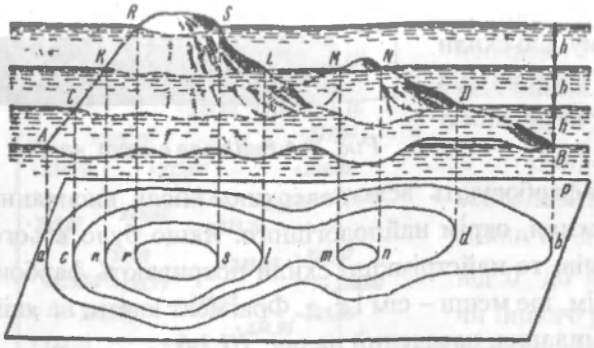


Рис. III.1.7. Зображення рельєфу горизонталями

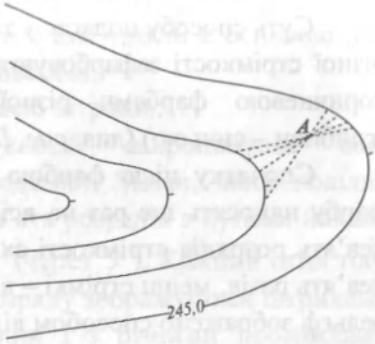


Рис. III.1.8. До визначення стрімкості схилу

Віддаль по прямовисній лінії між сусідніми горизонтальними площинами, якими перерізають поверхню Землі, називають ***висотою перерізу рельєфу*** і позначають буквою *h*. Висоту перерізу рельєфу вказують на топографічних картах під лінійним масштабом, наприклад, "Суцільні горизонталі проведені через 2 метри". Віддалі між горизонталями на плані (карті) вздовж вибраного напрямку називають ***закладенням горизонталей***.

Через точку, розміщену між горизонталями, наприклад, через точку *A* (*рис. III.1.8*) можна провести безліч ліній. Найкоротша з них називається лінією найбільшої стрімкості схилу. Вона перпендикулярна до обох горизонталей, між якими міститься точка *A*. Кут нахилу цієї лінії відносно горизонтальної площини (в градусах) називається ***стрімкістю схилу*** поверхні Землі вздовж цієї лінії.

Основні форми рельєфу, зображені за допомогою горизонталей на топографічних картах, показано на *рис. III.1.9*.

Властивості горизонталей:

1. Горизонталі – неперервні лінії, що обриваються тільки біля внутрішньої рамки плану або карти.
2. Горизонталі на карті або плані не перетинаються.
3. Горизонталі, якими зображають гори та улоговини (западини), відрізняються тільки ***бергштрихами*** (***схилштрихами***) або підписами висот (верх цифр спрямований у бік підвищення рельєфу).
4. Відстані між горизонталями на стрімких схилах є меншими, ніж на пологих.
5. Перпендикулярні до горизонталей лінії відповідають напрямкам найбільшої стрімкості схилів.
6. Водороздільні та водозбірні лінії горизонталі перетинаються під прямим кутом.
7. Горизонталі, які мають вигляд паралельних ліній, зображають похилу площину.

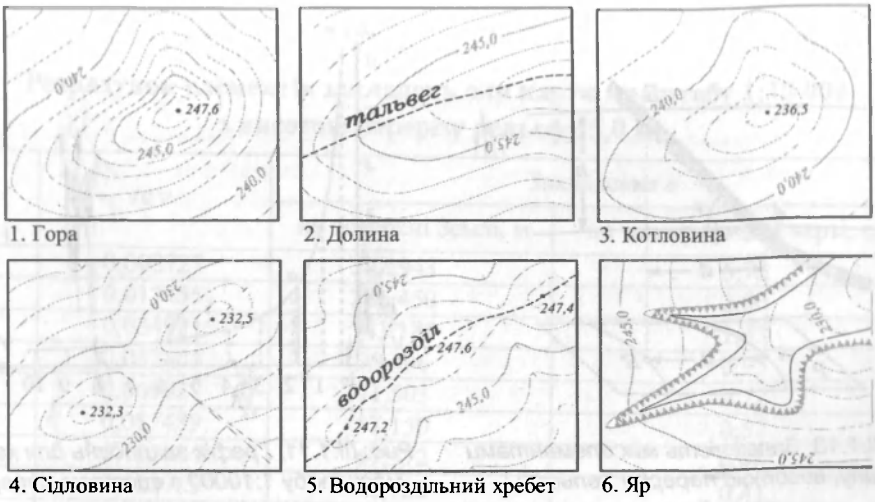


Рис. III.1.9. Зображення основних форм рельєфу горизонталями

Існує термін "нормальний переріз рельєфу", який дорівнює 0,2 мм від знаменника числового масштабу карти або плану. Наприклад, якщо масштаб плану (карти) 1:5 000, тобто одному сантиметрові плану (карти) відповідає віддаль 50 м на місцевості, 1 мм – 5 м, тоді 0,2 мм – 1 м. Отже, нормальний переріз рельєфу на плані (карті) масштабу 1:5000 дорівнює 1 м.

Для детальнішого зображення горизонталями на карті рівнинної місцевості величину нормального перерізу рельєфу зменшують, а горбистої – збільшують.

Детально величини перерізу рельєфу регламентує Інструкція топографічного знімання [8].

III.1.5. Визначення стрімкості схилів. Масштаби закладень

Мірою стрімкості схилу вздовж вибраної лінії є величина ухилу цієї лінії i, яка визначається тангенсом кута нахилу схилу. З *рис. III.1.10* видно, що

$$i = tg\nu = \frac{h}{d}, \qquad (III.1.2$$

де h – висота перерізу рельєфу; ν – кут нахилу поверхні відносно горизонту у вибраному напрямку; d – закладення (відстань між сусідніми горизонталями вздовж цього напрямку).

Для визначення стрімкості схилу між горизонталями на карті користуються спеціальним графіком, який називається ***масштабом закладень***. Такі графіки зображають на топографічних картах праворуч від числового та лінійного масштабів.

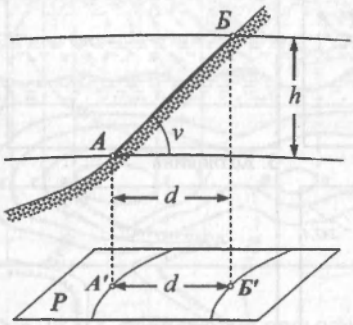


Рис. III.1.10. Залежність між елементами схилу, висотою перерізу рельєфу і закладенням

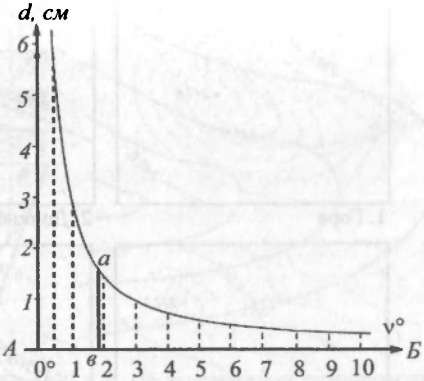


Рис. III.1.11. Графік закладень для карти масштабу 1:10000 з висотою перерізу рельєфу 5,0 м

Для побудови графіка закладень використовують формулу (III.1.2). Для цього перепишемо її у вигляді

$$d_i = \frac{h}{i} = h \cdot ctg\, v\,. \qquad \text{(III.1.3)}$$

Нехай маємо топографічну карту масштабу 1:10000 з перерізом рельєфу h = 5,0 м. Обчислимо значення закладень d_i для фіксованих кутів нахилу $(0°30',1°,2°,...,10°)$ на місцевості і в масштабі карти. Результати наведено в табл. III.1.2.

Викреслимо на папері (*рис. III.1.11*) пряму горизонтально лінію *АБ* і відкладемо на ній у певному масштабі відрізки $(0°, 0°30', 1°, 2°, ..., 10°$ і т. д), підписуючи їх за збільшенням. З цих точок викреслимо вверх перпендикулярно до лінії *АБ* лінії і відкладемо на них у масштабі карти величини закладень d_i, подані у табл. III.1.2. Кінці цих перпендикулярів з'єднаємо плавною кривою лінією. В результаті отримаємо графік закладень для карти масштабу 1:10 000 з висотою перерізу рельєфу 5,0 м.

Побудованим графіком користуються так:

1) викреслюють на топографічній карті напрямок між сусідніми горизонталями, де потрібно визначити значення кута нахилу;

2) циркулем-вимірником вимірюють величину цього закладення;

3) пересуваючи циркуль-вимірник, на графіку знаходять місце, де віддаль (перпендикулярно) між лінією *АБ* і кривою графіка дорівнює цьому закладенню (наприклад, віддаль на *рис. III.1.11* дорівнює відрізку *ав*) і на око визначають значення кута нахилу (у наведеному прикладі воно дорівнює $v = 1{,}8°$).

Таблиця III.1.2

Розрахунок елементів закладень для карти масштабу 1:10 000 з висотою перерізу рельєфу 5,0 м

ν°	tgν	Закладення *d*	
		на поверхні Землі, м	на топографічній карті, см
0,5	0,008727	572,943	5,73
1	0,017455	286,450	2,86
2	0,034921	143,181	1,43
3	0,052408	95,406	0,95
4	0,069927	71,503	0,72
5	0,087489	57,150	0,57
6	0,105104	47,572	0,48
7	0,122785	40,722	0,41
8	0,140541	35,577	0,36
9	0,158384	31,569	0,32
10	0,176327	28,356	0,28

Отже, користуючись картою, можна визначити кути нахилу ліній на місцевості.

На практиці часто доводиться користуватися ухилами ліній *i*, які можна обчислити за формулою (III.1.2), якщо відомі закладення *d* між горизонталями і величина перерізу рельєфу *h*. Значення ухилу *i* записують у проміле ‰.

III.1.6. Способи побудови горизонталей на планах та картах

Горизонталі на картах проводять по позначках характерних точок рельєфу місцевості та точок перегинів схилів. Для цього потрібно знати напрямок схилу. Нехай на карті нанесено за координатами точки *а*, *в*, *с*, висоти яких відомі (H_a=223,5 м, $H_в$=216,8 м, H_c=217,4 м). Розташовані вони на тому самому схилі (див. *рис. III.1.12*). Відстань між точками *а* і *в* дорівнює 4,85 см у масштабі карти, а висота перерізу рельєфу *h* = 2 м. Очевидно, що відрізок *ав* перетнуть горизонталі з висотами 218 м, 220 м, 222 м у точках 1, 2, 3 відповідно. Знаходження положення цих точок на лінії *ав* називають ***інтерполюванням горизонталей.***

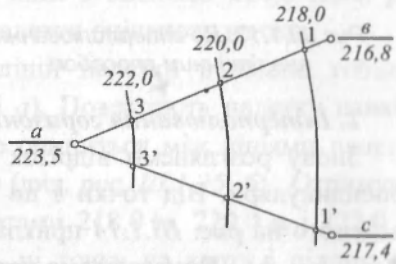


Рис. III.1.12. Інтерполювання горизонталей

Інтерполювати горизонталі можна аналітичним, графічним способами, за допомогою палетки та на око.

Розглянемо детально кожний з цих способів.

1. *Інтерполювання горизонталей аналітичним способом* (*рис. III.1.13*).

Розглянемо відрізок *ав* з *рис. III.1.12*. За значеннями висот точок *а* і *в* можна обчислити перевищення між ними за формулою

$$h_{в,а} = H_а - H_в . \qquad (III.1.4)$$

Знаючи значення висот горизонталей, що перетнуть лінію $s_{в\text{-}а}$ у точках 1, 2, …, *n* за формулою (III.1.4) також можна знайти перевищення між точкою *в* та іншими точками на відрізку *ав*. Із *рис. III.1.13* видно, що відстань від точки *в* до будь-якої точки на відрізку *ав* пропорційна до величини перевищення між цими точками. Отже, можемо записати

$$\frac{h_{а,в}}{s_{а,в}} = \frac{h_{в,i}}{s_{в,i}}, \qquad (III.1.5)$$

де *i* – номер точки на відрізку *ав*. Звідси

$$s_{в,i} = \frac{h_{в,i}}{h_{а,в}} s_{а,в} . \qquad (III.1.6)$$

Отже, за (III.1.6) можна обчислити відстані, наприклад, від точки *в* до будь-якої горизонталі на відрізку *ва* і відкласти їх на плані за допомогою циркуля-вимірника.

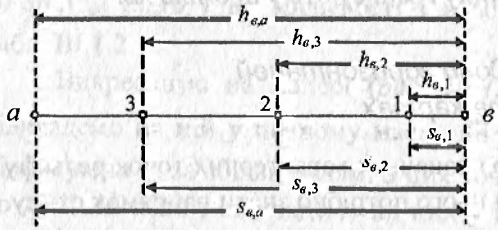


Рис. III.1.13. До інтерполювання аналітичним способом

Зауважимо, що достатньо знайти віддалі від точки *в* до крайніх горизонталей на відрізку *ва*, а інші точки відкласти за допомогою лінійки, поділивши відрізок між крайніми горизонталями на *n*+1 рівних частин, де *n* – кількість горизонталей, що міститься між крайніми точками.

2. *Інтерполювання горизонталей графічно* (*рис. III.1.14*).

Знову розглянемо відрізок *ав* з *рис. III.1.12*. Будуємо в точках *а* і *в* перпендикуляри. Від точки *в* по перпендикуляру у вибраному масштабі (для наведеного на *рис. III.1.14* прикладу масштаб 1:100) відкладаємо перевищення $h_{в,1}$, $h_{1,2}$, $h_{2,3}$, $h_{3,а}$. Викреслюємо через ці точки лінії, паралельні до відрізка *ав*, до перетину з перпендикуляром *аА*. Отримаємо на лінії *аА* точку *а'*. Якщо з'єднати точку *а'* з точкою *в*, то одержимо лінію схилу між точками *ав*. Лінії паралельні до відрізка *ав*, перетинаються з лінією схилу у точках 1', 2', 3'.

Якщо з цих точок опустити перпендикуляри до відрізка *ав*, то отримаємо точки 1, 2, 3. Це і буде положення горизонталей на відрізку *ав*.

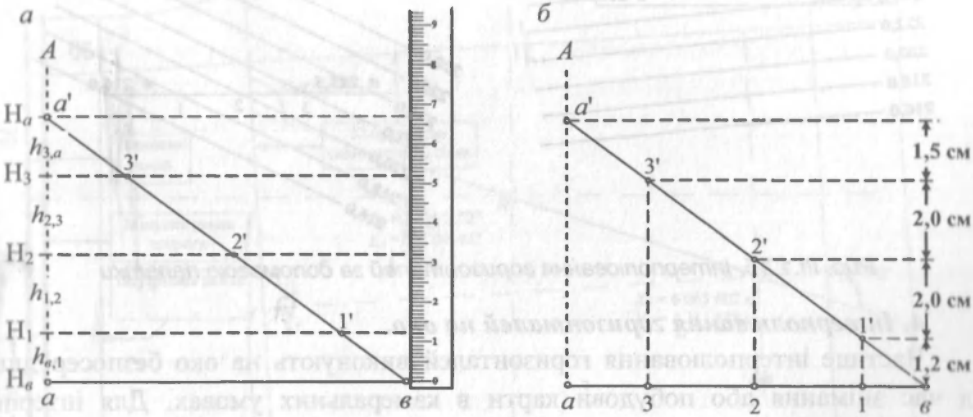


Рис. III.1.14. До інтерполювання горизонталей графічним способом

3. *Інтерполювання за допомогою палетки*.

Палетка – це прокреслені на прозорому папері (кальці) паралельні рівновіддалені лінії. Щоб визначити кількість ліній, необхідно серед позначок нанесених на карту, знайти їх найменше H_{min} та найбільше H_{max} значення. Знаючи величину перерізу рельєфу *h*, кожній лінії приписують за зростанням висоту, кратну *h* (*рис. III.1.15, а*). Значення висоти першої лінії повинно бути меншим за значення H_{min}, а значення верхньої – більшим за значення H_{max}.

Розглянемо, як користуватися такою палеткою. Нехай потрібно знайти уклін горизонталей між точками *а* і *в* (див. *рис. III.1.15, а*), висоти яких відомі. Викреслюють через ці точки лінію. Накладають заготовлену палетку на карту так, щоб точка *а* була розташована між лініями палетки, підписаними висотами 222,0 і 224,0, приблизно на ¼ відстані від лінії з висотою 224,0 (див. *рис. III.1.15, а*). Розташування точки між лініями палетки оцінюють на око.

Вістрям голки фіксують положення ліній палетки відносно точки *а* і проколюють голкою палетку і план у точці *а*). Повертають палетку навколо точки *а*, поки точка *в* з позначкою 216,8 не опиниться між лініями палетки, підписаними значеннями висот 216,0 та 218,0 (див. *рис. III.1.15, б*). Отримують точки 1, 2, і 3 перетину лінії палетки з висотами 218,0 м, 220,0 м і 222,0 м і відрізка *ав*. За допомогою голки наколюють ці точки на карту і підписують значення їхніх висот. Так інтерполюють горизонталі за іншими напрямками, позначеними на зарисах. Після інтерполювання точки з однаковими висотами послідовно з'єднують плавною лінією (ізолінією).

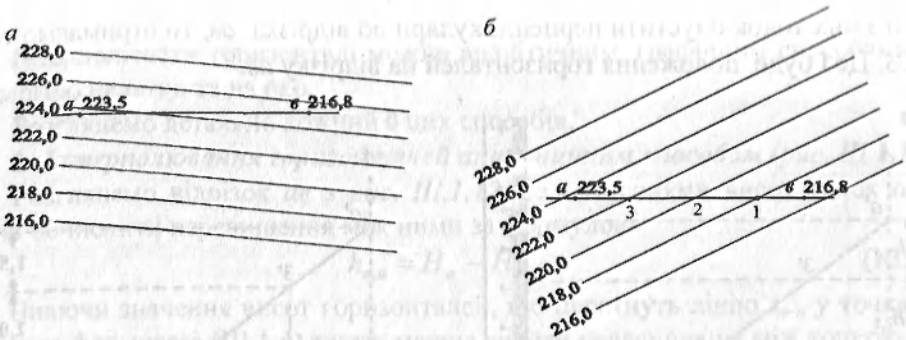


Рис. III.1.15. Інтерполювання горизонталей за допомогою палетки

4. *Інтерполювання горизонталей на око.*

Частіше інтерполювання горизонталей виконують на око безпосередньо під час знімання або побудови карти в камеральних умовах. Для інтерполювання горизонталей таким способом виконавцю потрібен великий досвід.

III.1.7. Задачі, які розв'язують на топографічних картах та планах

Наведемо приклади деяких задач, які найчастіше розв'язують на топографічних картах.

1. *Визначення геодезичних координат точок.*

Щоб визначити широту точки на карті (наприклад, точки *A*), треба через цю точку провести лінію, паралельну до лінії північної або південної рамок карти, до перетину її із східною або західною мінутною рамкою широти (*рис. III.1.16*).

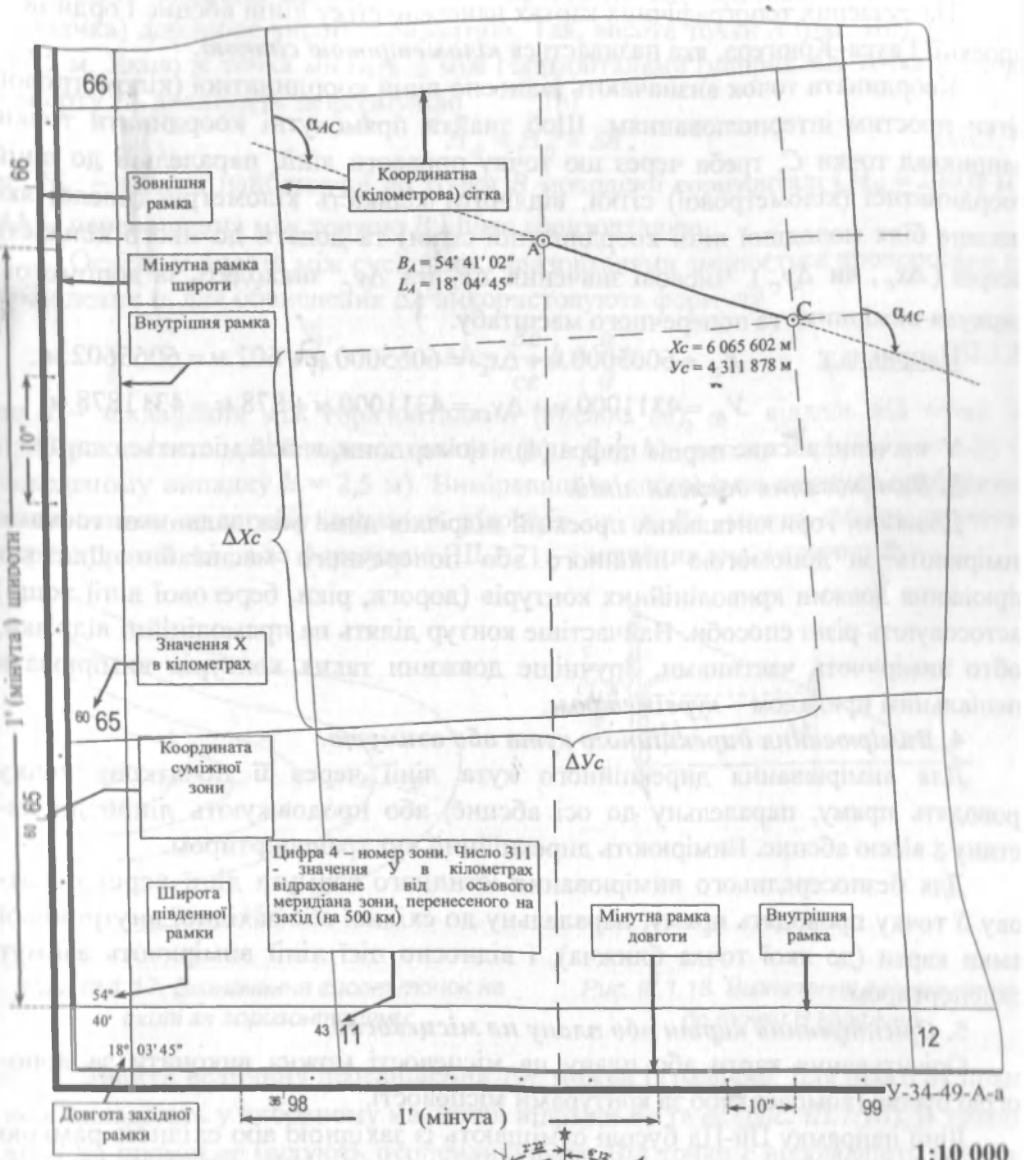
На мінутній рамці кожна парна мінута затушована. Крім того, у проміжку між мінутною та зовнішньою рамками карти кожна мінута поділена крапками на шість частин. Отже, один проміжок між крапками становить $10''$.

Наприклад, для точки *A* широта B_A дорівнюватиме широті південної внутрішньої рамки карти ($54^\circ 40'$), до якої слід додати кількість мінут ($1'$) і секунд (відлічена на око частка від $10''$ становить $2''$) від цієї рамки до перетину лінії, проведеної через точку *A*, з мінутною рамкою широти. Отже, широта точки *A* у наведеному прикладі дорівнює

$$B_A = 54^\circ 40' + 1' + 02'' = 54^\circ 41' 02''.$$

Аналогічно знаходять довготу точки *A* L_A, провівши через точку *A* лінію, паралельну до внутрішньої західної (східної) рамки карти, так, щоб вона перетнула північну (південну) мінутну рамку довготи

$$L_A = 18^\circ 03' 45'' + 15'' + 40'' + 5'' = 18^\circ 04' 45''.$$



Сближення на 1977 р. складає 6°12′ (1-03). Середнє збільшення меридіанів західне 2°22′ (0-39). При прокладанні бусолі (компаса) до вертикальних ліній використовують середнє сближення магнітної стрілки складає 8°34′ (1-42). Річна зміна сближення складає 0°02′ (0-01). Поправка в дирекційний кут за перехід до магнітного азимуту мінус (1-42).

Примітка. *В дужках наведені поділки кутомірів (одна поділка кутоміра = 3,6′)*

Рис. III.1.16. Фрагмент аркуша карти масштабу 1:10 000 з номенклатурою У-34-37-В-в-4

2. *Визначення прямокутних координат точок.*

На сучасних топографічних картах нанесено сітку ліній абсцис і ординат в проекції Гауса–Крюгера, яка називається ***кілометровою сіткою***.

Координати точок визначають відносно ліній координатної (кілометрової) сітки простим інтерполюванням. Щоб знайти прямокутні координати точки, наприклад точки *C*, треба через цю точку провести лінії, паралельні до ліній координатної (кілометрової) сітки, відлічити кількість кілометрів (число, яке вказане біля молодшої лінії координатної сітки) та додати до нього кількість метрів (Δx_C, чи Δy_C). Числові значення Δx_C та Δy_C знаходять за допомогою циркуля-вимірника та поперечного масштабу.

Наприклад: $X_C = 6065000\,м + \Delta x_C = 6065000\,м + 602\,м = 6065602\,м$;

$Y_C = 4311000\,м + \Delta y_C = 4311000\,м + 878\,м = 4311878\,м$.

У значенні абсцис перша цифра (4) – номер зони, в якій міститься карта.

3. *Вимірювання довжин ліній.*

Довжини горизонтальних проекцій відрізків ліній між заданими точками вимірюють за допомогою лінійного або поперечного масштабів. Для вимірювання довжин криволінійних контурів (дороги, ріки, берегової лінії тощо) застосовують різні способи. Найчастіше контур ділять на прямолінійні відрізки, тобто вимірюють частинами. Зручніше довжини таких контурів вимірювати спеціальним приладом – ***курвіметром***.

4. *Вимірювання дирекційного кута або азимута.*

Для вимірювання дирекційного кута лінії через її початкову точку проводять пряму, паралельну до осі абсцис, або продовжують лінію до перетину з віссю абсцис. Вимірюють дирекційний кут транспортиром.

Для безпосереднього вимірювання істинного азимута лінії через початкову її точку проводять пряму, паралельну до східної або західної внутрішньої рамки карти (до якої точка ближча), і відносно цієї лінії вимірюють азимут транспортиром.

5. *Орієнтування карти або плану на місцевості.*

Орієнтування карти або плану на місцевості можна виконати за допомогою бусолі (компаса) або за контурами місцевості.

Лінії напрямку Пн-Пд бусолі суміщають із західною або східною рамкою карти і повертають карту разом із бусоллю доти, доки північний кінець стрілки не зупиниться на відліку, що дорівнює схиленню магнітної стрілки δ. Орієнтування по кілометровій сітці виконують так само, але стрілка має показувати відлік $\delta - \gamma$, де γ – зближення меридіанів.

Під час орієнтування карти або плану за контурами місцевості стають на початок лінії між двома контурами і повертають аркуш карти доти, доки лінія на карті не буде паралельною до лінії на місцевості.

6. *Визначення висоти точки за допомогою горизонталей.*

Якщо вибрана на карті точка розміщена на горизонталі, то її висо (позначка) дорівнює висоті горизонталі. Так, висота точки *А* (*рис. III.1.17*) H_A 247,5 м. Якщо ж точка міститься між горизонталями (наприклад, точка *В*), то її висоту H_B знаходять за формулою

$$H_B = H_0 + \Delta h, \qquad \text{(III.1.}$$

де H_0 – висота найближчої до точки *В* молодшої горизонталі ($H_0 = 240{,}0$ м Δh – перевищення між точкою *В* і цією горизонталлю.

Оскільки висота між сусідніми горизонталями змінюється пропорційно закладення *h*, для обчислення Δh використовують формулу

$$\Delta h = \frac{Be}{ce} h = \frac{a}{d} h, \qquad \text{(III.1.}$$

де *d* – закладення між горизонталями (віддаль *ce*), *a* – віддаль від точки найближчої молодшої горизонталі (віддаль *Be*), *h* – висота перерізу рельєфу наведеному випадку *h* = 2,5 м). Вимірявши за допомогою циркуля-вимірник поперечного масштабу довжини відрізків *ce* та *Be*, можна знайти значен перевищення Δh, а за формулою (III.1.7) – і значення висоти точки *В*.

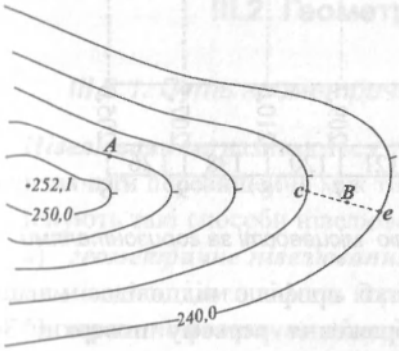


Рис. III.1.17. Визначення висот точок на схилі за горизонталями

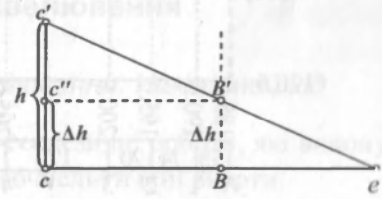


Рис. III.1.18. Визначення перевищення до точки В графічно

Знайти величину перевищення Δh можна і графічно. Для цього на прям *ec* відкладають у вибраному масштабі відрізки *Be* та *ec* (*рис. III.1.18*). В точках та *В* до прямої *ec* будують перпендикуляри. Від точки *c* відкладають величи закладення і отримують точку *C'*.

7. Побудова профілю місцевості за горизонталями.

Лінію на карті, вздовж якої необхідно побудувати профіль місцевост називають ***лінією профілю***. На топографічній карті викреслюють лінію мі заданими точками, наприклад, лінію між точками *А* і *Б* (*рис. III.1.19*). На аркуш паперу проводять горизонтальну лінію, суміщають її з лінією АБ на карті

позначають на ній точки перетину усіх горизонталей і контурів з лінією профілю та підписують значення їхніх висот. У позначених точках будують за допомогою прямокутного трикутника або транспортира перпендикуляри до лінії *АБ*.

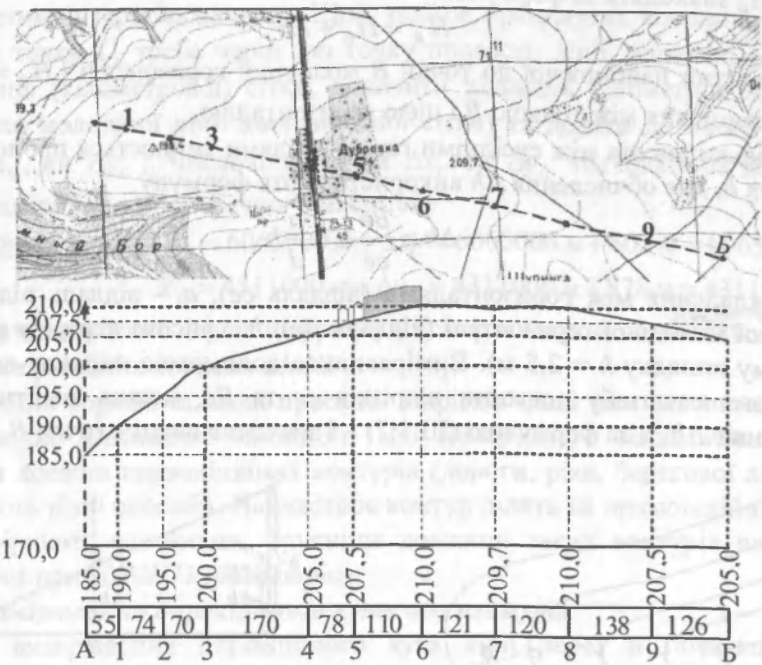


Рис. III.1.19. До питання побудови профілю місцевості за горизонталями

У такому разі горизонтальний масштаб профілю відповідає масштабу карти. Для наочності та точнішого відображення рельєфу поверхні Землі вздовж вибраної лінії вертикальний масштаб профілю вибирають переважно на порядок більшим за горизонтальний, тобто, якщо горизонтальний масштаб 1:1000, то вертикальний – 1:100.

Для відкладання висот точок у вертикальному масштабі вибирають умовну висоту лінії *АБ* (у прикладі, наведеному на *рис. III.1.19* , значення висоти горизонтальної лінії, що проходить через точку *А,* становить 170,0 м). За перпендикулярами від лінії умовного горизонту відкладають у вибраному вертикальному масштабі висоти точок. Відкладені точки з'єднують плавною кривою, яка і буде зображенням лінії профілю (поверхні Землі) по лінії *АБ*.

За допомогою профілю можна розв'яти різні інженерні задачі. Так, наприклад, можна визначити, чи існує пряма видимість між вибраними точками, розміщеними на лінії профілю.

8. *Обчислення об'ємів земельних мас.*

За побудованими на карті горизонталями можна обчислити об'єми характерних форм рельєфу, наприклад, гір та улоговин, вибраної руди в кар'єрах тощо. Ці форми рельєфу можна подати як зрізані конуси, об'єм кожного з яких обчислюють за формулою

$$V = \frac{1}{2}(S_H + S_B) \cdot h, \qquad \text{(III.1.9)}$$

де S_H і S_B – площа низу і верху зрізаного конуса (їх значення знаходять за горизонталями, залежно від потрібної точності, геометрично або механічно, тобто за допомогою планіметра); h – висота перерізу рельєфу.

9. *Визначення меж та площі водозбірного басейну.*

Водозбірним басейном називається територія місцевості, з якої підземні та поверхневі води збігаються в один водний басейн (в одне русло). Межами басейну є лінії вододілів. Отже, для визначення межі басейну, використовуючи горизонталі, треба провести на карті водороздільні лінії.

III.2. Геометричне нівелювання

III.2.1. Суть геометричного нівелювання. Нівелірний хід

Нівелюванням називаються топографо-геодезичні роботи, які виконують щоб визначити перевищення між точками та обчислити їхні висоти.

Існують такі способи нівелювання:

а) ***геометричне нівелювання,*** під час виконання якого перевищення між точками місцевості визначають горизонтальним візирним променем;

б) ***тригонометричне нівелювання*** – перевищення знаходять нахиленим візирним променем;

в) ***гідростатичне нівелювання*** грунтується на властивості вільної поверхні рідини у з'єднаних посудинах встановлюватися на одному рівні незалежно від виду і маси рідини і перерізу посудини;

г) ***фізичне (барометричне) нівелювання***, в основу якого покладена залежність між величиною атмосферного тиску в певній точці місцевості та висотою цієї точки Чим більша висота точки, тим менший тиск. Величина атмосферного тиску змінюється приблизно на 1 мм р. ст. зі зміною висоти барометра на 11 м;

д) ***автоматизоване нівелювання*** – нівеліри-автомати (механічні приводи) викреслюють профілі поверхні місцевості, яку нівелюють. Такий метод широко використовують під час перевірки стану профілю залізничних колій.

Розглянемо суть геометричного нівелювання та принцип геометричного нівелювання із середини, коли нівелір встановлено приблизно на однакових відстанях від рейок.

Припустимо, потрібно визначити перевищення *h* між точками *А* та *Б* (*рис. III.2.1*). Нехай рівнева поверхня початку відліку є рівневою поверхнею океану, а поверхні, що проходять через точки *А* і *Б* на поверхні Землі, – рівневими поверхнями цих точок. Оскільки віддаль між точками *А* і *Б*, які нівелюють, не більша за 300 м, то ці рівневі поверхні можна замінити горизонтальними, паралельними лініями.

Встановимо в точках *А* та *Б* у прямовисне положення рейки та, за змогою, на однаковій віддалі від них ***нівелір***. Нівелір – геодезичний прилад, головна особливість якого полягає в тому, що після приведення його на станції в робочий стан візирна вісь його зорової труби займає горизонтальне положення. Отже, візирна вісь, рівневі поверхні точок *А, Б* та рівнева поверхня початку відліку паралельні між собою.

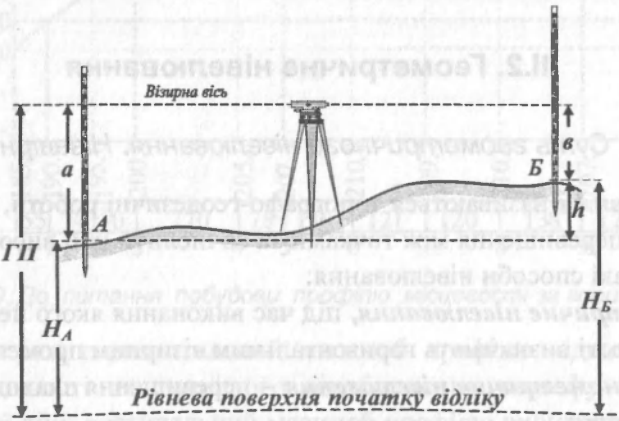


Рис. III.2.1. Принцип геометричного нівелювання

Наведемо трубу нівеліра на рейки, встановлені у точках *А* і *Б*, і відлічимо чорні шкали цих рейок (відліки *а* і *в* відповідно). Але відрізки *а* та (*в*+*h*) паралельні та рівні між собою. Звідси перевищення між точками *А* та *Б* становить

$$h = a - в\,. \qquad \text{(III.2.1)}$$

Точка *Б*, перевищення якої над точкою *А* визначають, називається ***передньою,*** а точка *А*, відносно якої знаходять перевищення точки *Б*, називається ***задньою***. Такі самі назви мають встановлені в цих точках рейки.

На підставі формули (III.2.1) можна зробити висновок, що перевищення дорівнює різниці відліків задньої та передньої рейок.

Перевищення буде додатним, якщо $a>b$ (тобто передня точка вища від задньої) і від'ємним, якщо $a<б$ (тобто передня точка нижча від задньої).

Знаючи висоту задньої точки H_A та перевищення між задньою та передньою точками, можна обчислити висоту передньої точки $H_Б$. З *рис. III.2.1* можна записати

$$H_Б = H_A + h. \qquad (III.2.2)$$

Тобто висота наступної точки дорівнює висоті попередньої точки плюс перевищення між ними.

Інакше висоту точки *В* можна знайти за значеннями відліків *а* та *в* рейок через горизонт приладу *ГП* – висоту візирного променя над поверхнею початку відліку за формулою

$$ГП = H_A + a. \qquad (III.2.3)$$

Отже, горизонт приладу на станції дорівнює висоті точки плюс відлік чорної шкали рейки, встановленої в цій точці.

З *рис. III.2.1* можна записати

$$H_Б = ГП - в, \qquad (III.2.4)$$

тобто висота точки дорівнює горизонту приладу мінус відлік чорної шкали рейки, встановленої в цій точці.

Під час виконання геометричного нівелювання вперед (*рис. III.2.2*) нівелір встановлюють так, щоб окуляр зорової труби розмістився над задньою точкою *А*, а над передньою точкою *Б* встановлюють рейку. Привівши нівелір в робоче положення, відлічують чорну шкалу передньої рейки (відлік *в*) та вимірюють рулеткою або за допомогою рейки висоту візирного променя над точкою *А* (тобто віддаль *і* від точки *А* до центра окуляра). З *рис. III.2.2* очевидно, що

$$h = i - в. \qquad (III.2.5)$$

Як побачимо далі, нівелювання із ***середини*** має значні переваги на нівелюванням ***вперед***.

На практиці точки, між якими потрібно визначити перевищення, розміщені на великих віддалях. Тоді для передавання перевищення роблять не одну станцію, а декілька, інколи десятки станцій. Таке нівелювання називають ***прокладанням нівелірного ходу*** (*рис. III.2.3*). Під час прокладання нівелірного ходу нівелювання виконують методом із середини.

Розглянемо принцип геометричного нівелювання у ході з трьох станцій. Нехай висоти точок ***А*** і ***Б*** відомі з геометричного нівелювання вищого класу. Для прокладання нівелірного ходу між цими точками нівелір встановлюють на станції I приблизно на однакових віддалях від рейок, що встановлені в точках *А* і 1. Рейку в точці ***А*** називають ***задньою***, а в точці 1 – ***передньою***. Після цього

зчитують відліки a_1, $в_1$ із задньої і передньої рейок на станції I. Потім задню рейку переносять в точку 2, а нівелір встановлюють на станції II, посередині між точками 1 і 2. Отже, рейка, що була на станції I задньою, буде на станції II передньою, а передня – задньою. Зчитують відліки рейок a_2, і $в_2$ Потім задню рейку з точки 1 переносять в точку *Б*, а нівелір на станцію III і зчитують відліки a_3, $в_3$ із задньої і передньої рейок. Тобто, виконуючи послідовне нівелювання, прокладають ***нівелірний хід***.

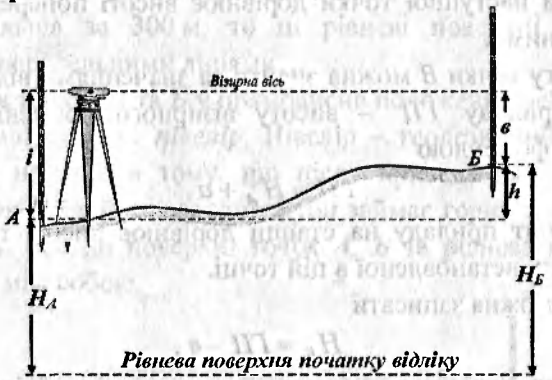


Рис. III.2.2. Принцип геометричного нівелювання вперед

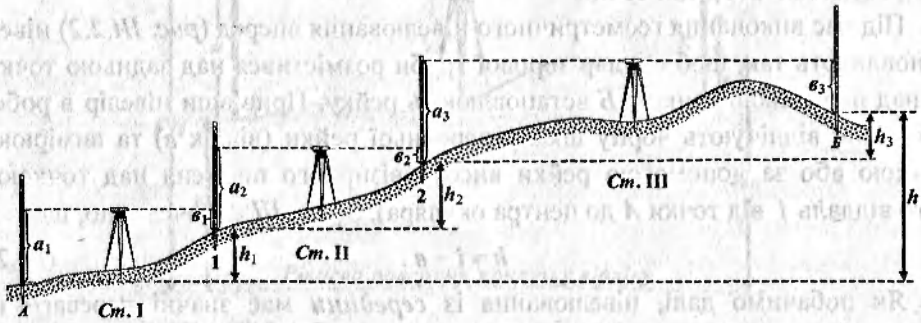


Рис. III.2.3. Послідовність прокладання нівелірного ходу

Точки, що були задніми та передніми (тобто точки 1 і 2) під час прокладання нівелірного ходу, називаються зв'язувальними, оскільки вони зв'язують передавання висот. З *рис. III.2.3* очевидно, що $h_1 = a_1 - в_1$, $h_2 = a_2 - в_2$, $h_3 = a_3 - в_3$. В загальному вигляді можна записати

$$h_i = a_i - в_i \,. \qquad \text{(III.2.6)}$$

Тобто сума всіх перевищень дорівнює перевищенню h між кінцевими точками ходу

$$h = \sum_{i=1}^{n} h_i = \sum_{i=1}^{n} a_i - \sum_{i=1}^{n} в_i \,. \qquad \text{(III.2.7)}$$

Знаючи висоту точки A (H_A) і визначивши за формулою (III.2.6) перевищення на кожній станції, можна обчислити висоти всіх зв'язувальних точок за формулами

$$H_1 = H_A + h_1;$$
$$H_2 = H_1 + h_2; \qquad \text{(III.2.8)}$$
$$H_Б = H_2 + h_3;$$

Якщо відомі висоти зв'язувальних точок 1, 2, то можна відразу знайти висоту кінцевої точки $H_Б$ за формулою

$$H_Б = H_A + \sum h_i. \qquad \text{(III.2.9)}$$

III.2.2. Вплив кривини Землі на результати геометричного нівелювання

Припустимо, що Земля – це сфера, радіус якої R (*рис. III.2.4*). Приймемо дугу сфери S між точками A та B за рівневу поверхню.

Як відомо, нівелір – прилад, що задає горизонтальний візирний промінь. Нехай нівелір розміщений в точці A, а нівелірна рейка встановлена прямовисно в точці B. Горизонтальний промінь нівеліра AC перетинає рейку в точці B'. Точки A та B розміщені на одній рівневій поверхні, отже, мають однакову висоту. Але нівеліром відлічуємо рейку в точці B'. Віддаль на рейці $BB' = K$ – це похибка у визначенні висоти точки B, зумовлена кривиною Землі.

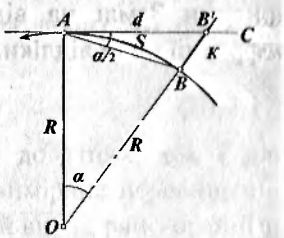


Рис. III.2.4. Вплив кривини Землі на результати геометричного нівелювання

З прямокутного трикутника $AB'O$ за теоремою Піфагора можемо записати $(R+K)^2 = R^2 + d^2$, або, розкривши у лівій частині дужки, отримаємо

$$R^2 + 2RK + K^2 = R^2 + d^2. \qquad \text{(III.2.10)}$$

Значення K^2 у формулі дуже мале. Наприклад, якщо K = 0,1 м, то $K^2 = 0{,}01 м^2$. Якщо порівняти величини $R^2 = 6371000^2$ і K^2, то величиною K у формулі (III.2.10) можна знехтувати. Тобто можемо записати, що

$$2RK = d^2. \qquad \text{(III.2.11)}$$

Розв'язавши рівняння (III.2.11) відносно K, одержимо

$$K = \frac{d^2}{2R}. \qquad \text{(III.2.12)}$$

Якщо d – 100 м і враховуючи, що R = 6371,19 км, отримаємо K = 0,78 мм. Однак для розв'язання інженерних задач часто висоти точок необхідно знати з точністю 0,2–0,5 мм. Це означає, що під час геометричного нівелювання кривину Землі треба враховувати або виконувати нівелювання так, щоб виключати вплив кривини Землі.

III.2.3. Спільний вплив кривини Землі та вертикальної рефракції на результати геометричного нівелювання

Використаємо *рис. III.2.5*, на якому світлова крива повернута випуклістю вниз, що спричинено зростанням густини повітря з висотою у світлий період доби. Істинне перевищення h можна отримати як різницю відліків рейок a' та $в'$.

$$h = a' - в' . \qquad \text{(III.2.13)}$$

На *рис. III.2.5*. відліки a та $в$ – це фактичні відліки рейок; K_A, K_B – вплив кривини Землі на відліки рейок; r_A, r_B – вплив вертикальної (нівелірної) рефракції на ці відліки.

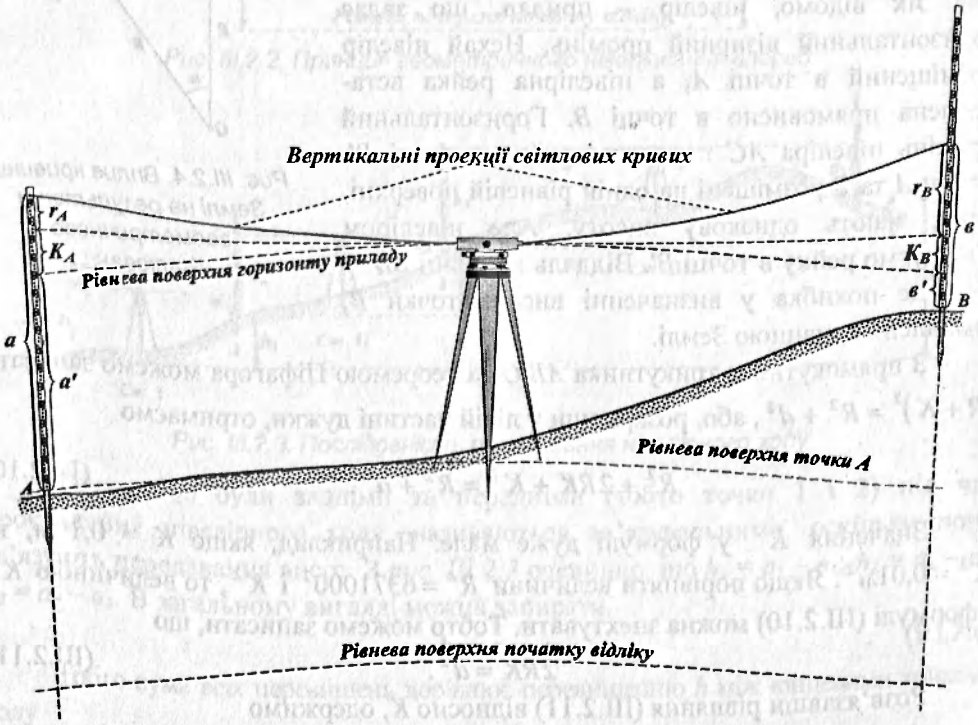


Рис. III.2.5. Геометрія дії вертикальної рефракції та кривини Землі на результати геометричного нівелювання

Якщо віддалі від нівеліра до рейок рівні (рівність пліч), $K_A = K_Б$. Однак згідно з *рис. III.2.5* $r_A < r_B$, тому що промінь на передню рейку проходить нижче над поверхнею Землі та викривляється більше. Безпосередньо з рисунка маємо

$$\left.\begin{aligned} a' &= a - K_A - r_A \\ в' &= в - K_B - r_B \end{aligned}\right\}. \qquad (III.2.14)$$

Підставляючи значення a' і $в'$ з формули (III.2.14) в (III.2.13), отримаємо

$$h = a - в - r_A + r_B. \qquad (III.2.15)$$

Позначимо виміряне перевищення $h_в$ як $a - в$ і диференціальну рефракцію Δr через різницю $r_B - r_A$. З урахуванням позначень формула (III.2.15) набуде вигляду

$$h = h_в + \Delta r. \qquad (III.2.16)$$

Коли світлова крива повернута випуклістю вверх (якщо зменшується густина повітря з висотою, переважно в нічний період доби), то формула (III.2.16) матиме вигляд

$$h = h_в - \Delta r. \qquad (III.2.17)$$

Рівняння (III.2.16) та (III.2.17) правильні як для додатних, так і для від'ємних перевищень. У разі інверсії густини (вдень) виміряне перевищення зменшене, а у разі зменшення густини з висотою (зазвичай вночі, рано-вранці та увечері) – збільшене вертикальною рефракцією. Це означає, що в першому випадку поправки за рефракцію додатні, а в другому – від'ємні.

Отже, для зменшення дії вертикальної рефракції на середнє перевищення необхідно прямий нівелірний хід прокладати за однієї стратифікації густини повітря, а зворотний – за іншої. Розроблено декілька методів визначення рефракції і введення поправок за рефракцію.

Щодо впливу кривини Землі на результати геометричного нівелювання, то, якщо рівні плечі нівелювання, впливом кривини Землі можна знехтувати.

III.2.4 Державна нівелірна мережа

Державна геодезична мережа (ДГМ) – це сукупність пунктів, рівномірно розташованих на поверхні Землі в межах території країни і закріплених на місцевості спеціальними центрами, які забезпечують збереження та стійкість пунктів у плановому та висотному відношеннях на тривалий час.

ДГМ є носієм системи координат та висот України і має дві складові: ***планову*** та ***висотну***. У цьому розділі розглянемо тільки ***висотні мережі***.

Назвемо три головні групи задач, розв'язати які неможливо без Державної висотної основи:

1. ***Топографічне знімання***. Зобразити на картах та планах рельєф місцевості в єдиній для всієї країни системі висот неможливо без достатньо густої системи точок з відомими висотами.

2. ***Будівництво, меліорація та інші задачі інженерно-технічного характеру***. Не знаючи висот, неможливо збудувати найпростішу споруду, не кажучи вже про фабрики, заводи, електростанції, метро та десятки інших складних споруд.

3. ***Наукові задачі***. Сучасна геодезія вивчає не тільки форму та розміри Землі, але й їхні зміни в просторі та часі, а для цього потрібно багаторазово, повторно визначати висоти з високою точністю, оскільки за рік-два вони змінюються на декілька міліметрів.

На особливу увагу заслуговує вивчення локальних геодинамічних явищ на важливих промислових об'єктах. Високоточні повторні вимірювання дають змогу прогнозувати рухи земної кори, технологічного обладнання, запобігати аваріям та катастрофам. Отже, нівелірна мережа має велике значення для економіки, науки та оборони країни.

Державна нівелірна мережа України поділяється на чотири класи: мережі I, II, III та IV класів.

За початкову нульову відмітку висот в Україні прийнято усереднений за багато років спостережень рівень Балтійського моря – нуль-пункт Кронштадтського футштока.

Державні нівелірні мережі I і II класів – головна висотна основа країни. Нівелірні мережі III і IV класів згущують мережу точок із відомими висотами. Нівелювання I класу виконують із найвищою точністю, якої можна досягти завдяки сучасному рівню геодезичної техніки, використовуючи найточніші прилади та методи нівелювання. Точність нівелірних мереж II, III, IV класів поступово зменшується.

Нівелювання I класу виконують через кожні 25 років, а в сейсмічних районах через кожні 15 років. Нівелювання II класу повторюють через 35 та 25 років відповідно.

Граничні значення випадкових та систематичних середніх квадратичних похибок нівелювання різних класів на 1 км ходу та допустимі нев'язки в нівелірних полігонах або ходах наведено в табл. III.2.1 [9].

У табл. III.2.1 L – периметр (довжина) нівелірного полігона чи ходу в кілометрах. Похибки η та σ обчислюють за нев'язками f_h у полігонах або ходах.

Схематично послідовне заповнення деякої території пунктами нівелірної мережі різних класів можна уявити так, як це показано на *рис. III.2.6*.

Таблиця III.2.1

Клас нівелювання	Граничні середні квадратичні похибки		Допустимі нев'язки f_h у ходах та полігонах, мм
	випадкові η, мм/км	систематичні σ, мм/км	
I	0,8	0,08	3 мм $\sqrt{L\,(км)}$
II	2,0	0,20	5 мм $\sqrt{L\,(км)}$
III	5,0	–	10 мм $\sqrt{L\,(км)}$
IV	10,0	–	20 мм $\sqrt{L\,(км)}$

Лінії Державної нівелірної мережі I, II, III, IV класів закріплюють реперами не рідше ніж через 5 км. ***Репери*** – це фундаментально закріплені на місцевості пункти з відомими висотами.

Нівелірні мережі в містах, населених пунктах, на геодинамічних полігонах мають певні особливості, які полягають в тому, що повторне нівелювання виконують частіше, ніж в державних мережах, полігони та ходи – коротші, а репери закладають значно щільніше: I, II класи – через 2–3 км; III, IV класи - через 300–800 м.

III.2.5. Нівелірні знаки

Нівелірні знаки називають ***репером*** та ***маркою***. Репери класифікують на ***ґрунтові***, ***скельні***, ***стінні***. Марки закладають тільки у стіни споруд. Головною відмінністю між репером і маркою є те місце (точка), висоту якої визначають. У реперів такою точкою є верхній виступ зазвичай сферичної головки репера. Марка має круглий отвір, центр якого і є точкою, висоту якої визначають.

Залежно від важливості та специфічних призначень реперів їх можна поділити на:

1. ***Вікові*** (ґрунтові та скельні).
2. ***Фундаментальні*** (залізобетонні, азбестоцементні, трубчаті (металеві) та скельні).
3. ***Звичайні*** (ґрунтові та стінні).
4. ***Тимчасові***.

Вікові та фундаментальні репери закладають тільки на лініях нівелювання I та II класів у місцях перетину цих ліній та на геодинамічних полігонах. Вікові репери дають змогу вивчати вертикальні рухи земної кори, оскільки їх закладають у корінні породи.

Рис. III.2.6. Схема послідовного згущення (заповнення) полігона II класу нівелірними ходами:

– лінія I класу;
– полігон II класу;
– полігон III класу;
– лінія IV класу;
– репери

Фундаментальні репери забезпечують багаторічне зберігання висотної основи та дають змогу вивчати рухи земної поверхні. Їх закладають на лініях I і II класу не рідше ніж через 60 км, а в сейсмічних районах – через 40 км. Фундаментальні репери закладають також поблизу морських, основних річкових та озерних рівневих постів.

Звичайні репери закладають на лініях I, II, III, IV класів. Ці репери "звичайними" не називають, просто ґрунтовими або стінними. Це означає, що вони не вікові і не фундаментальні.

Призначення тимчасових реперів зрозуміле з їхньої назви.

Ґрунтові репери закладають такими способами:

1. ***Котловинним.*** Цей спосіб використовують у місцях, де неможливо використати механізми.

2. ***Свердловинним***. Репер закладають у ґрунт за допомогою бурових машин.

3. ***Забиванням*** безанкерних реперів палезабивними механізмами.

4. ***Загвинчуванням*** металевих труб у районах з піщаними та заболоченими ґрунтами.

Стінні, скельні репери та марки закладають, як правило, бурінням із застосуванням свердел та бурів або шлямбура. Існує дуже багато різних типів реперів. Однак, оскільки уся територія України входить у зону сезонного промерзання ґрунтів, то, як правило, на теренах нашої країни закладають репери, призначені саме для таких районів.

Ґрунтові репери закладають у пробурені свердловини діаметром 50 см. Ґрунтові репери, які закладаються на лініях нівелювання III, IV класів, складаються із залізобетонного пілона у формі паралелепіпеда (*рис. III.2.7*) з поперечним перерізом 16×16 см та бетонної плити діаметром 48 см, які виготовляють завчасно. Глибину закладання репера відносно поверхні Землі та межі промерзання ґрунту показано на *рис. III.2.7*. Мінімальна глибина закладання – 130 см (із висотою якоря). Біля репера на віддалі приблизно 1 м закладають розпізнавальний стовп. У його верхній частині прикріпляють охоронну пластину, яка також показана на *рис. III.2.7*. Вона повинна бути повернута в бік репера.

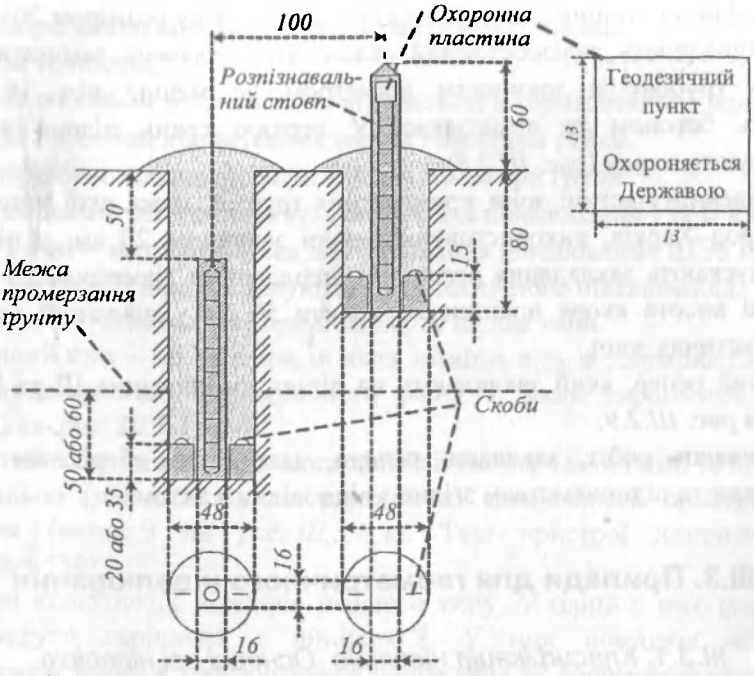


Рис. III.2.7. Ґрунтовий репер

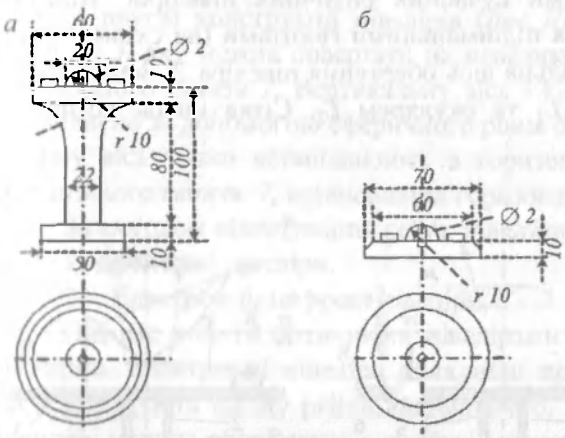


Рис. III.2.8. Нівелірні марки, які: а – закладають у бетон; б – приварюють до металевої труби

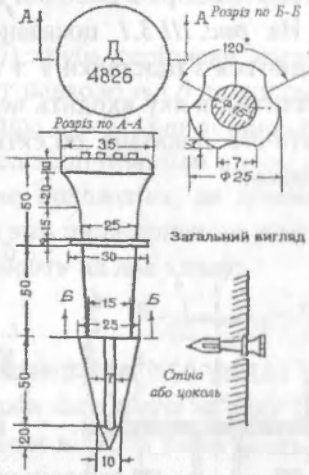


Рис. III.2.9. Стінний репер

Посередині бетонної плити (якоря) роблять виїмку розміром 20×20×15 см, в яку встановлюють залізобетонний пілон. Пілон можна замінити азбестоцементною трубою із зовнішнім діаметром не менше ніж 16 см, яку заповнюють бетоном та арматурою. У верхню грань пілона або труби зацементовують марку (*рис. III.2.8*).

У південній частині зони промерзання ґрунтів, межа якої проходить по лінії Ужгород–Харків, використовують якорі заввишки 20 см, у північній – 35 см. Допускають закладення реперів у свердловини діаметром 35 см, але у такому разі висота якоря повинна становити 50 см у південній та 80 см у північній частинах зони.

Стінний репер, який закладають на лініях нівелювання III та IV класів, показано на *рис. III.2.9*.

Виконавець робіт, заклавши репери, здає їх на зберігання місцевим органам влади та підприємствам згідно з відповідним актом.

III.3. Прилади для геометричного нівелювання

III.3.1. Класифікація нівелірів. Основні осі нівелірів

Для нівелювання використовують прилади, які називаються ***нівелірами***. Їх головна особливість – задавати горизонтальний візирний промінь після встановлення нівеліра в робочий стан.

На *рис. III.3.1* показано схеми сучасних оптичних нівелірів. Нівеліри складаються з підставки *1* з трьома підіймальними гвинтами (на схемах видно два гвинти), в яку входить вертикальна вісь обертання нівеліра *2*. Зорова труба схематично показана об'єктивом L_1 та окуляром L_2. Сітка ниток позначена хрестиком.

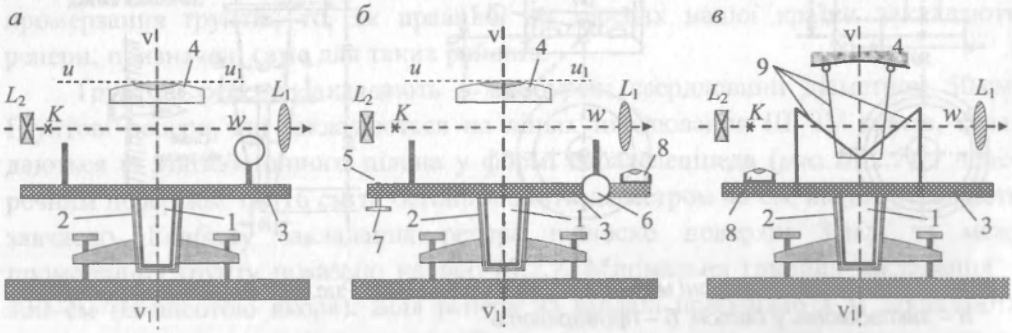


Рис. III.3.1. Схеми сучасних оптичних нівелірів

Нівеліри доцільно класифікувати за трьома ознаками:

а) за точністю;

б) за способом встановлення візирної осі в горизонтальне положення;

в) за способом відлічування шкали нівелірної рейки.

За першою ознакою нівеліри поділяють на три групи:

1. Високоточні – використовуються для нівелювання I та II класів.
2. Точні – застосовуються для виконання нівелювання III та IV класів.
3. Технічні – використовуються для технічного нівелювання.

За другою ознакою нівеліри поділяють на два типи.

Перший тип – це нівеліри, в яких візирна вісь встановлюється горизонтально за допомогою циліндричного рівня *4*, який скріплений із трубою нівеліра (див. *рис. III.3.1, а, б*).

Другий тип – нівеліри, в яких лінія візування самостійно встановлюється горизонтально (*рис. III.3.1, в*) за допомогою спеціального пристрою – ***компенсатора*** (номер 9 на *рис. III,3.1, в*). Такі пристрої детально описані наприклад, в [30].

Є дві конструкції нівелірів першого типу. У одній з них (*рис. III.3.1, а*) труба наглухо скріплена з лінійкою *3*. У цих нівелірах візирну вісь встановлюють точно в горизонтальне положення за допомогою циліндричного рівня *4*. Інколи такі нівеліри мають сферичні рівні. Сферичний рівень встановлюють на лінійці *3* (на *рис. III.2.1, а* цей рівень не показано). Він призначений для приблизного, попереднього встановлення вертикальної осі VV_1 в прямовисне положення.

У другій конструкції нівелірів (*рис. III.2.1, б*) труба скріплена наглухо з лінійкою *5*, яку можна повертати на невеликий кут навколо осі *6* за допомогою елеваційного гвинта *7*. Вертикальну вісь VV_1 нівеліра приблизно встановлюють прямовисно за допомогою сферичного рівня *8*. Перед відлічуванням шкали рейки візирну вісь точно встановлюють в горизонтальне положення, за допомогою елеваційного гвинта *7*, встановивши горизонтально вісь циліндричного рівня *4*.

За методом відлічування рейок нівеліри поділяють на два класи:

1. Оптичні нівеліри.
2. Електронні, цифрові нівеліри.

Під час роботи оптичними нівелірами виконавець відлічує шкали рейки окомірно. Електронні нівеліри обладнані приладами зарядного зв'язку (ПЗЗ), які й відлічують шкалу рейки автоматично. Значення відліків висвічуються на дисплеї і можуть зберігатись у пам'яті електронного нівеліра.

Головними осями нівелірів є:

1) вісь обертання нівеліра (вертикальна вісь);
2) візирна вісь (для нівелірів з циліндричним рівнем);
3) вісь сферичного рівня;

4) вісь циліндричного рівня;

5) лінія візування (для нівелірів з компенсаторами).

Візирна вісь нівеліра – це лінія, що з'єднує центр сітки ниток з центром об'єктива.

Лінією візування називають пряму, що проходить через центр об'єктива (його передню головну точку), та проекцію центра сітки ниток на нівелірній рейці.

III.3.2. Оптичні нівеліри

Розглянемо декілька найпоширеніших оптичних нівелірів.

Нівелір Н-3, зображений на *рис. III.3.2*, має збільшення зорової труби $30^{\times}$, ціну поділки циліндричного рівня – $15''$, ціну поділки сферичного рівня – $10'$, найменшу віддаль візування – 1,8 м.

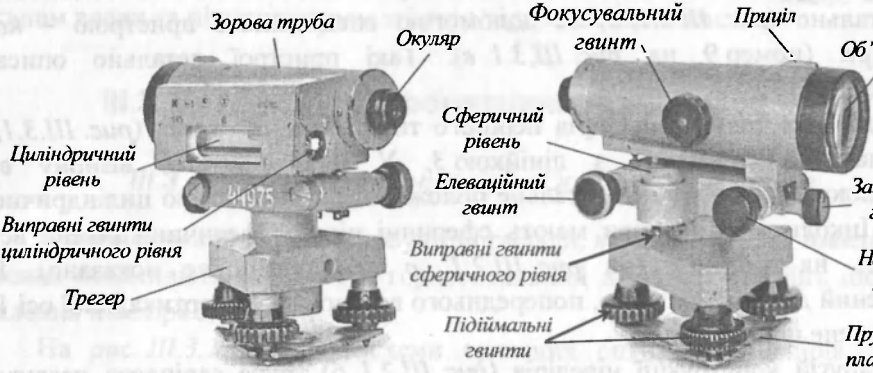
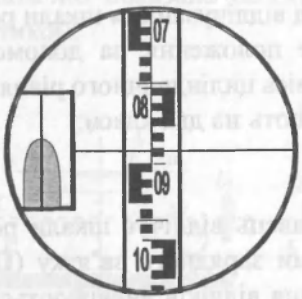


Рис. III.3.2. Нівелір Н-3



Відлічування чорної шкали рейки: 0884 мм

Рис. III.3.3. Поле зору нівеліра Н-3 та відлік чорної шкали рейки

Попередньо вертикальну вісь приладу встановлюють прямовисно за допомогою підіймальних гвинтів і сферичного рівня; точного суміщення зображень кінців бульбашки циліндричного рівня добиваються за допомогою елеваційного гвинта.

Основне призначення нівеліра Н-3 – виконання нівелювання III та IV класів. На *рис. III.3.3* зображено поле зору зорової труби нівеліра Н-3 та зображення у ньому нівелірної рейки, сітки ниток і кінців бульбашки циліндричного рівня.

Перед відлічуванням шкали рейки за допомогою елеваційного гвинта приводять зображення кінців бульбашки циліндричного рівня у контакт (див. зображення кінців бульбашки циліндричного рівня в лівій частині поля зору, наведене на *рис. III.3.3*).

***Нівелір* Н-10Л**. На *рис. III.3.4* подано загальний вигляд нівеліра Н-10 Л. Збільшення його зорової труби $23^{\times}$, ціна поділки циліндричного рівня – 45″, сферичного – 10′, мінімальна віддаль візування – 1,5 м. Зовні цей нівелір відрізняється від Н-3 розташуванням елеваційного гвинта та дзеркалом підсвічування циліндричного рівня, а також відсутністю підставки. Замість підставки нівелір прикріплюється до спеціального штатива з кутовою п'яткою, яка дає змогу нахиляти нівелір, тобто приводити в робочий стан. Якщо такий нівелір має підставку, то його-шифр 2Н-10Л.

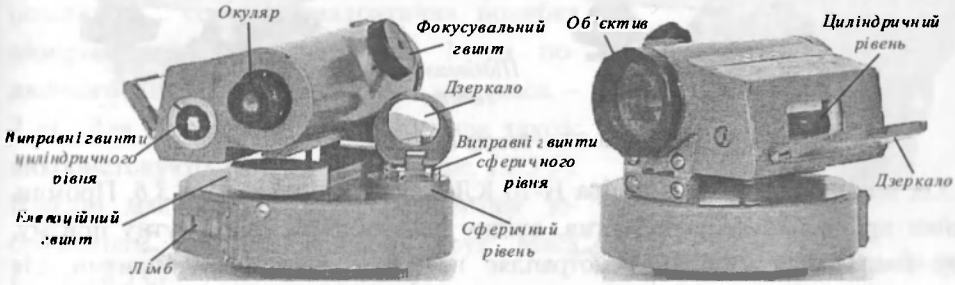


Рис. III.3.4. Нівелір Н-10Л

***Нівелір* Н-10КЛ.** У маркуванні нівеліра буква К означає компенсатор, Л – лімб (горизонтальний круг).

Компенсатор нахилу дає змогу підвищити точність і продуктивність праці, оскільки спостерігачу не потрібно встановлювати за допомогою елеваційного гвинта в контакт зображення кінців бульбашки циліндричного рівня. Особливо ефективний нівелір Н-10КЛ на нестійких ґрунтах, але не на території інтенсивного будівництва, яке спричиняє вібрацію ґрунту і, внаслідок цього, дрижання компенсатора.

На *рис. III.3.5* зображено загальний вигляд нівеліра Н-10КЛ.

Нівелір Н-10КЛ – це технічний нівелір, оснащений компенсатором та горизонтальним кругом. Мінімальна віддаль фокусування – 0,5 м. У зоровій трубі нівеліра, яка має збільшення $20^{\times}$, на відміну від інших труб з внутрішнім фокусуванням, відсутня фокусувальна лінза. Її функції виконує прямокутна вільно підвішена призма маятникового типу.

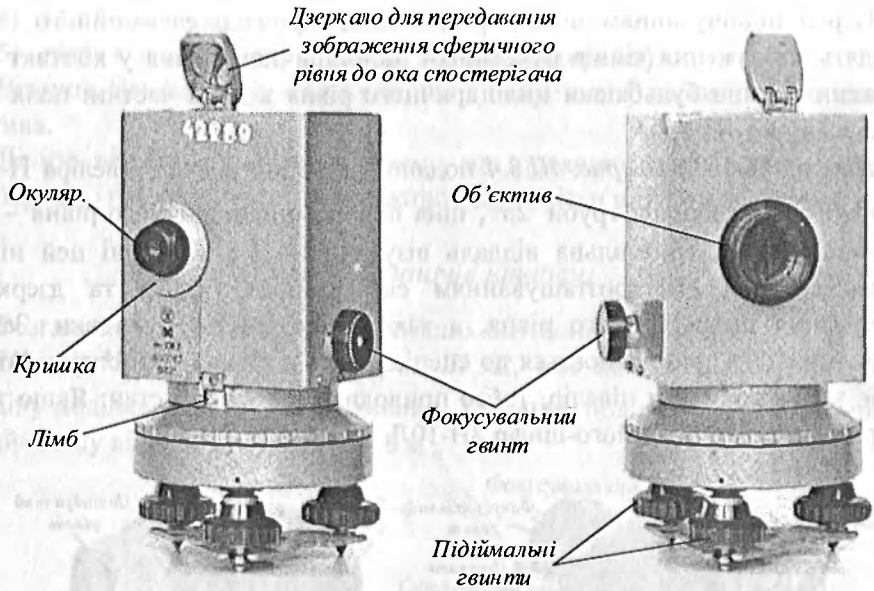


Рис. III.3.5. Нівелір Н–10КЛ

Хід променів у трубі нівеліра Н-10 КЛ зображено на *рис. III.3.6*. Промінь від рейки проходить через об'єктив, вхідну пентапризму, прямокутну призму, вихідну (малу) пентапризму і потрапляє на сітку ниток. Пентапризми для наочності показані окремо, хоча насправді вони склеєні симетрично. Ламана труба нівеліра дає пряме зображення предметів. Цього досягають обертальною системою із двох пентапризм та прямокутної призми. У нівелірі є горизонтальний круг із ціною поділки 1°, сферичний рівень з ціною поділки 10′ і дзеркалом підсвітки.

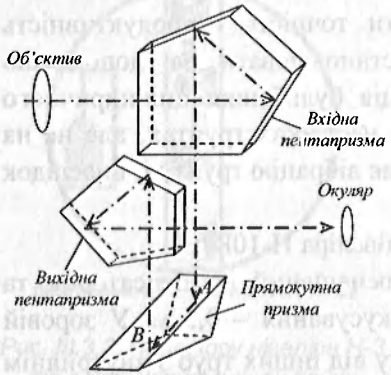


Рис. III.3.6. Хід променів у нівелірі Н-10 КЛ

У нівелірі використано призмовий компенсатор, який одночасно виконує роль фокусувального елемента. Компенсатор нівеліра містить дві пентапризми, які склеєні та закріплені нерухомо на корпусі приладу, і рухому прямокутну, рівнобедрену призму, що підвішена на валу.

Під час перефокусування зберігається сталість оптичних віддалей від задньої головної точки об'єктива до прямокутної призми та віддаль від центра сітки ниток до цієї призми. Цим забезпечується незмінність

положення візирної лінії й не порушується умова компенсації. Юстування компенсатора можна виконати, переміщаючи одночасно склеєні пентапризми вздовж лінії візування.

На *рис. III.3.7* подано загальний вигляд нівеліра Н-3К, який застосовують для нівелювання III та IV класів.

Рис. III.3.7. Нівелір Н-3К

Нівелір Н-3К вдосконалювали й остання модель 4Н-2КЛ (див *рис. III.3.8*) має багато переваг порівняно з попередніми: зорова труба з прямим зображенням і збільшення 30$^{\times}$, горизонтальний круг з ціною поділки 1°, середня квадратична похибка вимірювання перевищення на 1 км подвійного ходу не перевищує 2 мм, маса – 2 кг. Для нівелювання III, IV класів також використовують нівелір НИК-2 (*рис. III.3.9*). Нівелір має зорову трубу з прямим зображенням та горизонтальний круг. Маса приладу 2 кг.

Рис. III.3.8. Нівелір 4Н-2КЛ

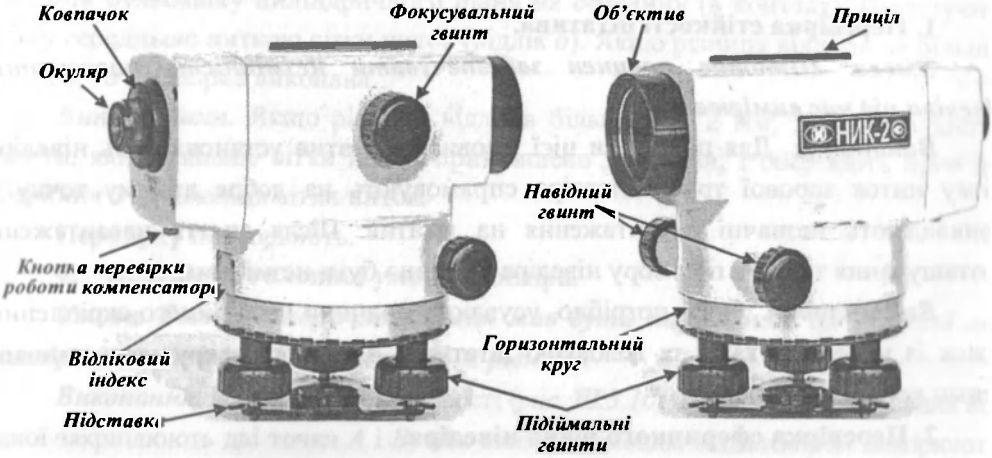


Рис. III.3.9. Нівелір НИК-2

Основні технічні характеристики нівеліра НИК-2:

1. Середньоквадратична похибка визначення:
   - перевищення на 1 км ходу з рейками РН-3-ЗОООСП – 1,5 мм;
   - горизонтальних кутів – 8′.
2. Діапазон роботи компенсатора – ± 30′.
3. Найменша відстань візування – 0,5 м.
4. Збільшення труби – 31,3 ±1ˣ.
5. Ціна поділки сферичного рівня на 2 мм – 10+ 2′.

III.3.3. Перевірки оптичних нівелірів

Розглянемо перевірки нівелірів з циліндричним рівнем та нівелірів з компенсаторами. Перед початком польових робіт нівеліри обов'язково перевіряють в такій послідовності:

1. Перевірка стійкості штатива.
2. Перевірка сферичного рівня.
3. Перевірка правильності встановлення сітки ниток.
4. Перевірка головної умови нівеліра.
5. Перевірка роботи компенсатора (тільки для нівелірів з компенсатором).

Розглянемо виконання кожної із перевірок нівеліра окремо.

1. Перевірка стійкості штатива.

Умова. Штатив повинен забезпечувати незмінність положення нівеліра під час вимірювань.

Виконання. Для перевірки цієї умови на штатив установлюють нівелір. Сітку ниток зорової труби нівеліра спрямовують на добре видиму точку і прикладають незначні навантаження на штатив. Після зняття навантажень розташування точки в полі зору нівеліра повинно бути незмінним.

Виправлення. Якщо потрібно, усувають причини ненадійного скріплення ніжок із наконечниками та головкою штатива. Для цього закручують ґвинти, якими вони скріплені.

2. Перевірка сферичного рівня нівеліра.

Умова. Вісь сферичного рівня має бути паралельною до осі обертання нівеліра.

Виконання. За допомогою трьох підіймальних гвинтів трегера суміщають центр бульбашки сферичного рівня з центром внутрішнього кола його шкали – нуль-пунктом. Повертають трубу нівеліра навколо осі обертання на 180 . Якщо бульбашка змістилася від середини не більше ніж на 0,5 поділки сферичного рівня, то умова (перевірка) виконана. Якщо ж бульбашка змістилася більше, то виконують виправлення.

Виправлення. За допомогою виправних гвинтів сферичного рівня переміщають його бульбашку на половину дуги відхилення в напрямку до середини.

Після виправлення перевірку повторюють.

3. Перевірка правильності встановлення сітки ниток у зоровій трубі нівеліра.

Умова. Горизонтальний (середній) штрих сітки ниток має міститися в горизонтальній площині, коли вісь обертання нівеліра встановлена прямовисно.

Виконання. За 20 метрів від приведеного в робочий стан нівеліра забивають костиль і встановлюють на нього нівелірну рейку. Спрямовують зорову трубу на рейку так, щоб зображення рейки розмістилося біля одного краю поля зору труби. За допомогою елеваційного гвинта переміщають бульбашку циліндричного рівня на середину (в контакт). Відлічують рейку середньою ниткою сітки ниток (відлік *а*). Навідним гвинтом труби повертають зорову трубу так, щоб зображення рейки змістилось на другий край поля зору. Переміщають бульбашку циліндричного рівня на середину (в контакт). Відлічують рейку середньою ниткою сітки ниток (відлік *б*). Якщо різниця відліків не більша за 2 мм, то перевірка виконана.

Виправлення. Якщо різниця відліків більша ніж 2 мм, то послаблюють гвинти, якими кільце сітки ниток прикріплено до труби, і обертають його до потрібного положення сітки ниток.

Перевірку повторюють.

4. Перевірка головної умови нівеліра.

Умова. Вісь циліндричного рівня має бути паралельна до візирної осі нівеліра (для нівелірів з циліндричним рівнем).

Виконання. На рівнинній місцевості (*рис. III.3.10*) на віддалі 75–80 м одна від одної закріплюють дві точки *A* і *B*, між якими нитковим віддалеміром вимірюють віддаль *D*. Перевищення *h* між ними визначають нівелюванням вперед. Для цього встановлюють нівелір на віддалі 2-3 м від точки *A* і переводять його в робоче положення. Елеваційним гвинтом приводять бульбашку циліндричного рівня у

нуль-пункт і відлічують чорну шкалу рейки, встановленої в точці A (відлік i_1). Спрямовують трубу на другу (віддалену) рейку, встановлену в точці B. Елеваційним гвинтом приводять бульбашку циліндричного рівня у нуль-пункт і відлічують чорну шкалу рейки (відлік a_1).

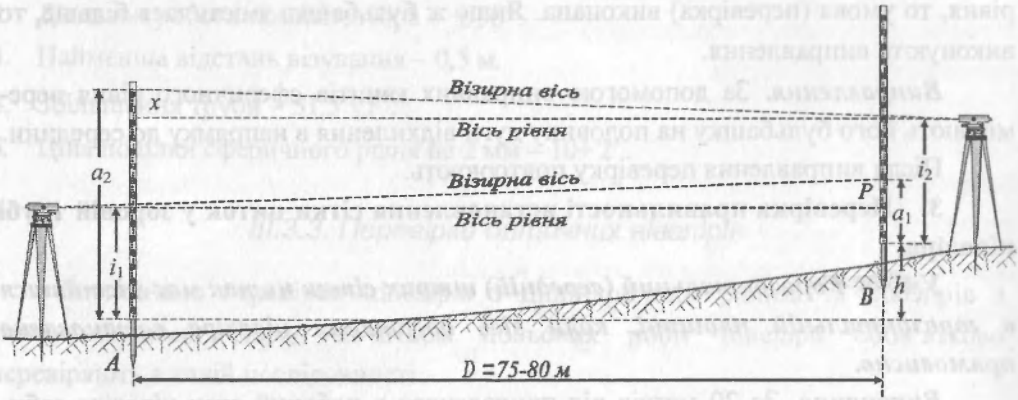


Рис. III.3.10. Основна перевірка нівеліра з циліндричним рівнем при зоровій трубі

Встановлюють нівелір на віддалі 2–3 м від точки В і приводять його в робоче положення. Привівши бульбашку циліндричного рівня в нуль-пункт, відлічують чорну шкалу рейки, встановленої на точці B (відлік i_2). Спрямовують трубу на другу рейку, що розміщена в точці A. Знову елеваційним гвинтом переміщають бульбашку циліндричного рівня в нуль-пункт і відлічують чорну шкалу рейки (відлік a_2). Непаралельність осі рівня та візирної осі визначають за формулою

$$x = \frac{a_1 + a_2}{2} - \frac{i_1 + i_2}{2}. \qquad \text{(III.3.1)}$$

Далі обчислюють кут непаралельності осі рівня і візирної осі

$$i'' = \frac{x}{D}\rho, \qquad \text{(III.3.2)}$$

де $\rho = 206265''$.

Якщо значення кута $i \leq 10''$, то перевірка виконана.

Виправлення. Якщо $i > 10''$, то елеваційним гвинтом наводять середню нитку на відлік рейки a, який дорівнює

$$a = a_2 - x. \qquad \text{(III.3.3)}$$

У такому разі бульбашка циліндричного рівня зміститься із середини. Послаблюють один із бокових виправних гвинтів і вертикальними виправними гвинтами переміщають бульбашку рівня на середину. Гвинти закріплюють. Перевірку повторюють.

Нівеліри з компенсатором перевіряють так само, як і нівеліри з рівнем. Виправляють негоризонтальність візирної осі, переміщуючи сітку ниток, розташовану під кришкою, на правильний відлік $a = a_2 - x$.

5. Перевірка роботи компенсатора (тільки для нівелірів з компенсатором).

Умова. Нівелір не повинен мати недокомпенсації.

Виконання. Перевірку виконують у такій послідовності. Нівелір установлюють посередині між рейками, віддаль між якими 75–80 м, і переміщають бульбашку сферичного рівня на середину (*рис. III.3.11*, положення 1). Відлічують рейки a_1 і $в_1$ і визначають перевищення $h_1 = a_1 - в_1$.

Рис. III.3.11. До перевірки роботи компенсатора

Підіймальними гвинтами переміщають бульбашку сферичного рівня у межах великого кола так, як показано на *рис. III.3.11* (положення 2, 3, 4, 5). Після кожного зміщення відлічують рейки: a_2 і $в_2$, …, a_5 і $в_5$. Визначають перевищення h_2, …, h_5.

Нівелір справний, якщо середні перевищення, отримані в положеннях 2–5 сферичного рівня, відрізнятимуться від перевищення (положення 1) не більше ніж на 7 мм. Якщо розходження більші, нівелір виправляють у заводських умовах.

III.3.4. Будова електронного нівеліра Sprinter 200M

Електронний нівелір Sprinter 200M (див. *рис. III.3.12*) – високоякісний цифровий нівелір, який застосовують переважно для виконання технічного нівелювання та нівелювання IV класу. Переваги Sprinter 200M полягають у прискиданні та полегшенні нівелювання завдяки електронному зчитуванню спеціальної штрихкодової рейки і відображенню результатів вимірювання, обчислень та накопичених даних на дисплеї.

Рис. III.3.12.Загальний вигляд і будова нівеліра Sprinter 200M

Таблиця III.3.1

Технічні характеристики нівеліра Leica Sprinter 200M

Середня квадратична похибка вимірювання перевищення на 1 км подвійного ходу на алюмінієві рейки: під час електронного вимірювання на кодовий бік рейки під час оптичного вимірювання на шашковий бік рейки	 1,5 мм 2,5 мм
Середня квадратична похибка вимірювання віддалі (під час електронного вимірювання на кодовий бік рейки)	10 мм для d < 10 м (0,001d м) для d > 10 м
Діапазон електронних вимірювань	Від 2 м до 80 м
Діапазон оптичних вимірювань	Від 0,5 м
Тривалість одноразових вимірювань	< 3 с
Режими вимірювання	Одноразовий і стеження
Програми вимірювання	Вимірювання; вимірювання та запис результатів у пам'ять нівеліра; відлічування рейки (висоти та віддалі), передавання висоти з введенням висоти репера RL; вимірювання ходу

Продовження табл. III.3.1

Сферичний рівень	Чутливість 10′/2 мм
Компенсатор магнітний	З магнітним демпфіруванням
Робочий діапазон компенсатора	10″
Точність встановлення компенсатора	0,8″
Вбудована пам'ять	500 вимірів
Завантаження даних	Формат GSI через порт RS232
Живлення	Чотири батарейки або акумулятори типу АА
Збільшення зорової труби	24×
Стандарт волого- та пилозахисту	IP55
Вага	< 2,5 кг

III.3.5. Перевірки електронного нівеліра Sprinter 200M

Перед початком робіт нівелір обов'язково перевіряють в такій послідовності:

1. Перевірка стійкості штатива.

Цю перевірку виконують так, як описано в розділі III.3.3 для оптичних нівелірів.

2. Перевірка сферичного рівня.

Умова. Вісь сферичного рівня повинна бути паралельною до осі обертання нівеліра.

Нівелір приводять в робочий стан. Для цього бульбашку сферичного рівня за допомогою підіймальних гвинтів переміщують у нуль-пункт (на середину). Повертають нівелір на 180°. Якщо бульбашка відхилилась від нуль-пункту, то за допомогою виправних гвинтів сферичного рівня її переміщують на половину дуги відхилення в напрямку до нуль-пункту. Перевірку повторюють.

3. Перевірка правильності встановлення сітки ниток.

Цю перевірку виконують так, як описано в розділі III.3.3 для оптичних нівелірів.

4. Перевірка головної умови нівеліра.

Умова. Візирна вісь нівеліра, коли він у робочому стані, повинна бути горизонтальною.

Перевірку виконують подвійним нівелюванням із застосуванням шашкових шкал рейок, так само, як і для оптичних нівелірів з компенсатором. Якщо

похибка встановлення візирної осі в горизонтальне положення перевищує 3 мм на 60 м, то її виправляють, встановлюючи правильний відлік за допомогою виправного гвинта сітки ниток, що розміщений під окуляром, використовуючи спеціальний ключ.

Електронна лінія візування нівеліра, коли він у робочому стані, повинна бути горизонтальною.

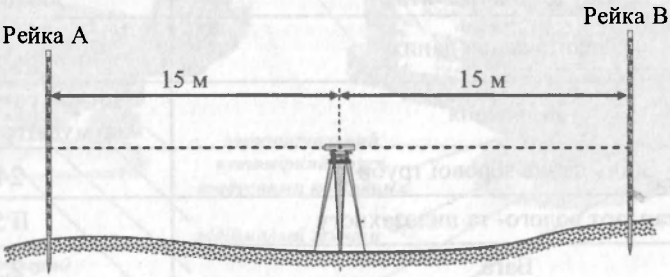


Рис. III.3.13. Розміщення нівеліра відносно рейок

Похибка положення електронної лінії візування автоматично вводиться в результати вимірювань. Для цього треба її визначити та зберегти в пам'яті нівеліра Sprinter 200M.

Встановлюють нівелір між двома рейками *A* і *B*, відстань між якими повинна бути приблизно 30 м (рис. III.3.13).

Для активізації процедури"Check & Adjust" (перевірка та виправлення) вибирають пункт меню Menu > Adjustment. На дисплеї відобразиться вікно першого кроку дій (*рис. III.3.14, а*).

Крок 1. Наводять нівелір на рейку А та натискають клавішу увімкнення вимірювання. Потім натискають клавішу, щоб підтвердити правильність вимірювання. На дисплеї відобразиться вікно другого кроку дій (*рис. III.3.13, б*).

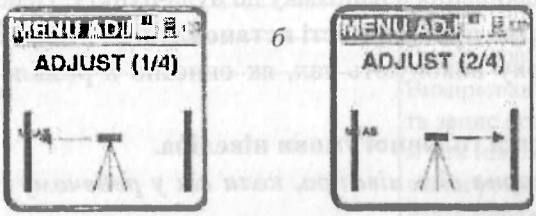


Рис. III.3.14. Зображення на дисплеї

Крок 2. Наводять нівелір на рейку В та натискають клавішу увімкнення вимірювання . Далі натискають клавішу , щоб підтвердити правильність вимірювання.

Встановлюють нівелір біля рейки А на відстані приблизно 3 м (*рис. III.3.15*).

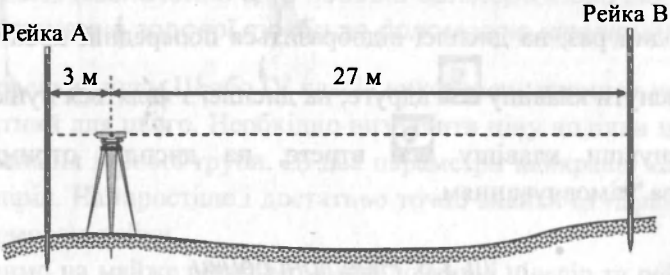


Рис. III.3.15. Розміщення нівеліра відносно рейок

Крок 3. Наводять нівелір на рейку А та натискають клавішу увімкнення вимірювання . На дисплеї відобразиться вікно третього кроку дій (*рис. III.3.16, а*). Потім натискають клавішу , щоб підтвердити правильність вимірювання. На дисплеї відобразиться вікно четвертого кроку дій (*рис. III.3.16, б*).

Крок 4. Наводять нівелір на рейку В та натискають клавішу увімкнення вимірювання , а відтак клавішу для підтвердження правильності вимірювання. На дисплеї з'явиться значення нової похибки візирної осі (*рис. III.3.16, в*).

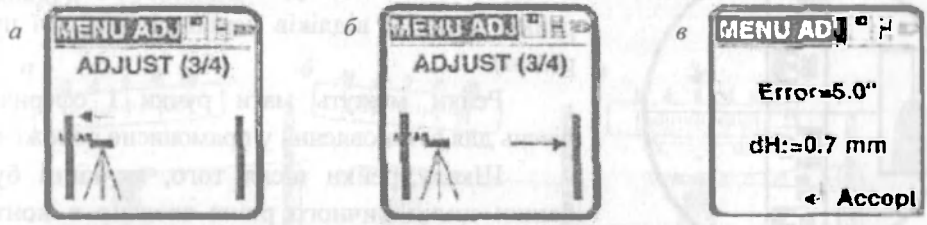


Рис. III.3.16. Зображення на дисплеї

Натиснувши клавішу , вводять нове значення похибки у пам'ять нівеліра.

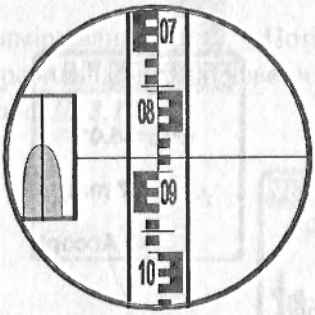
Якщо з'явиться попереджувальне повідомлення "Invalid Measurement" неправильне вимірювання) для будь-якого вимірювання, продовжують виконувати виправлення, поки не отримають успішне вимірювання (можливо, прилад встановлений некоректно або впливають зовнішні умови). Тоді натискають клавішу , щоб прийняти вимірювання.

Щоб вийти із програми виправлення ADJUSTMENT, потрібно натиснути клавішу один раз, на дисплеї відобразиться попередній крок виправлення. Потрібно натиснути клавішу вдруге, на дисплеї з'являться пункти головного меню. Натиснувши клавішу втретє, на дисплеї отримаємо режим вимірювання за замовчуванням.

III.3.6. Нівелірні рейки

Нівелірні рейки – це бруски, ширина яких до 10 см, товщина 2–3 см, висота 3–4 м. Рейки бувають суцільні або складувані. Для технічного нівелювання використовують переважно складувані рейки. Дві частини рейки скріплені між собою і фіксуються ручкою-замком. На обох боках рейки на білому тлі нанесено сантиметрові поділки шкали. На одному боці – чорні (чорна шкала), на другому – червоні (червона шкала). Щоб спростити відлічування, поділки об'єднано по п'ять сантиметрів буквою Е. Кожний дециметр на рейці підписаний двозначним числом.

Нуль чорної шкали збігається з початком рейки, а перший дециметр червоної шкали підписаний числом 47 або 48.



Відлічування чорної шкали рейки: 0884 мм

Рис. III.3.17. Поле зору нівеліра Н-3 та відлік чорної шкали рейки

Чорна шкала є основною, а червона шкала зміщена на величину, яку називають п'яткою рейки (різниця відліків червоної і чорної шкал рейки).

Рейки можуть мати ручки і сферичний рівень для встановлення у прямовисне положення.

Шкалу рейки після того, як кінці бульбашки циліндричного рівня зведено в контакт (див. *рис. III.3.17*), відлічують горизонтальною ниткою сітки ниток. Відлік рейки – чотиризначне число. Перші дві цифри – це значення, вказане на рейці молодшого дециметрового штриха, між якими міститься горизонтальна

нитка сітки ниток (08). Третя цифра у відліку – кількість сантиметрових поділок від молодшого дециметрового штриха до горизонтальної нитки сітки ниток (8). Четверта цифра у відліку – десята частка найменшої поділки шкали рейки (0,1 см) від останнього сантиметрового штриха до горизонтальної нитки сітки ниток у бік збільшення відліку (4).

III.3.7. Визначення ціни поділки циліндричного рівня та збільшення зорової труби за допомогою нівелірної рейки

Перед нівелюванням Ш або IV класів виконавець повинен упевнитися, що нівелір придатний для цього. Необхідно визначити ціну поділки циліндричного рівня та збільшення зорової труби. Ці два параметри найкраще характеризують точність нівелірів. Найпростіше і достатньо точно знайти ці параметри нівеліра можна за допомогою рейки.

Встановимо на майже горизонтальній поверхні нівелір та рейку на віддалі приблизно 50 м і виміряємо цю віддаль з точністю 1–2 см.

Поділки рівня праворуч від нуль-пункту вважатимемо додатними, а ліворуч – від'ємними. Елеваційним гвинтом перемістимо бульбашку праворуч на максимально можливу кількість поділок. Візирна вісь труби відхилиться вгору. Відлічимо шкалу рівня по лівому й правому краях бульбашки. На *рис. III.3.18.а*: +5,0 і +10,0. Середній відлік +7,5 поділки. Відразу відлічимо шкалу рейки (відлік a_1). Тепер, повертаючи елеваційний гвинт у протилежний бік, перемістимо бульбашку максимально ліворуч. Коли бульбашка зупиниться, відлічимо шкалу рейки (відлік a_2) та по краях бульбашки шкалу циліндричного рівня. На *рис. III.3.18. б*: –5,0 і –10,0. Середній відлік: –7,5.

Між двома положеннями візирної осі утворився вертикальний кут α (*рис. III.3.18, в*), а середина бульбашки перемістилася на n поділок. У наведеному прикладі n – 15 поділок.

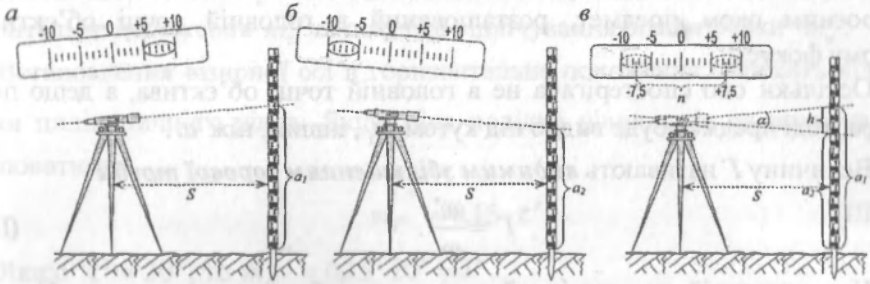


Рис. III.3.18. Визначення ціни поділки циліндричного рівня нівеліра за допомогою рейки

Ціною поділки циліндричного рівня τ називають вертикальний кут, на який нахилилася візирна вісь приладу, якщо середина бульбашки перемістилася на одну поділку шкали рівня.

Відповідно до визначення ціни поділки рівня маємо:

$$\tau'' = \frac{\alpha''}{n} \qquad \text{(III.3.4)}$$

Оскільки кут α малий, розглядатимемо $h = a_1 - a_2$ як дугу, описану радіусом S. Тому $\frac{h}{S} = \frac{\alpha''}{\rho''}$, звідки

$$\alpha'' = \frac{h \cdot \rho''}{S}. \qquad \text{(III.3.5)}$$

Підставимо значення α'' з формули (III.3.5) в (III.3.4). Отримаємо

$$\tau'' = \frac{h \cdot \rho''}{S \cdot n}. \qquad \text{(III.3.6)}$$

Якщо залишити h у міліметрах, а S – у метрах, то для збереження рівності потрібно значення $\rho'' - 206265''$ зменшити в 1000 разів. Матимемо: $\rho'' = 206{,}265'' \approx 206''$. Тоді формула (III.3.6) набуде робочого вигляду

$$\tau'' = \frac{206 \cdot h}{S \cdot n}. \qquad \text{(III.3.7)}$$

Як видно з (III.3.7), для визначення τ'' треба знати, що $h = a_1 - a_2$, n – кількість поділок, на які перемістилася середина бульбашки під час нахилу труби, та S – віддаль від нівеліра до рейки.

Кутовим збільшенням зорової труби $\Gamma_к$ називають відношення

$$\Gamma_к = \frac{f_{об}}{f_{ок}} = \frac{\omega'}{\omega}, \qquad \text{(III.3.8)}$$

де $f_{об}$ – фокусна віддаль об'єктива; $f_{ок}$ – фокусна віддаль окуляра; ω' – кут, під яким видно зображення предмета в трубі; ω – кут, під яким видно неозброєним оком предмет, розташований в головній точці об'єктива (в задньому фокусі).

Оскільки око спостерігача не в головній точці об'єктива, а дещо позаду окуляра, тоді предмет буде видно під кутом ω_1, іншим, ніж ω.

Величину Γ називають ***видимим збільшенням зорової труби***

$$\Gamma = \frac{\omega'}{\omega_1}. \qquad \text{(III.3.9)}$$

У геодезичній практиці найчастіше потрібно знати видиме збільшення труби. Метод його визначення, який запропонував Галілей, полягає в тому, що

одночасно розглядають рейку одним оком через зорову трубу, а другим – безпосередньо (без труби). У трубу бачимо збільшені поділки, а без труби – в натуральну величину.

Рейку встановлюють на віддалі 5–10 м від нівеліра. Розглядають в трубу, наприклад, п'ять сантиметрових поділок рейки (див. *рис. III.3.19*).

Уявно продовжимо верхній та нижній краї вибраного п'ятисантиметрового відрізка на рейці, який бачимо лівим оком, тобто до межі поля зору труби, до перетину з рейкою, яку одночасно бачимо правим оком, і беремо два відліки рейки з точністю хоча б 0,5 см. Нехай нижній відлік рейки 50,0 см, а верхній – 200,5 см. Різниця відліків: 200,5 – 50,0 = 150,5 см.

Тоді видиме збільшення труби становить

$$\Gamma^x = \frac{150,5}{5} = 30,1^x \approx 30^x.$$

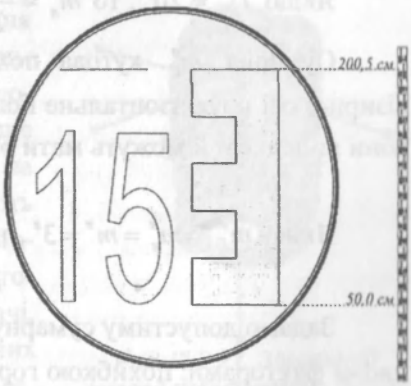


Рис. III.3.19. Визначення видимого збільшення зорової труби за допомогою рейки

Такий метод визначення видимого збільшення труби доволі простий, однак спостерігач повинен мати певні навички, щоб одночасно розглядати одним оком рейку, а другим – її зображення в полі зору труби.

III.3.8. Розрахунок оптимальної віддалі від нівеліра до рейки

Оптимальна віддаль від нівеліра до рейки – це така віддаль, у межах якої неминучі похибки вимірів не перевищують допустимих значень. Основні приладові похибки геометричного нівелювання – це встановлення візирної осі в горизонтальне положення m_Γ'' та похибка відлічування шкали рейки $m_в''$.

Встановлення візирної осі в горизонтальне положення залежить від ціни поділки циліндричного рівня. Якщо ціна поділки рівня τ, то ця похибка m_Γ'' дорівнюватиме

$$m_\Gamma'' = 0,15 \cdot \tau''. \qquad \text{(III.3.10)}$$

Якщо $\tau'' = 20''$, то $m_\Gamma'' = 0,15 \cdot 20'' = 3''$.

Похибка відлічування шкали рейки залежить від збільшення зорової труби Γ^x. Як відомо, критичний кут зору для нормального, неозброєного

людського ока дорівнює 60″. Якщо предмет розглядають в трубу зі збільшенням Γ^{x}, то похибка візування

$$m''_{в} = \frac{60''}{\Gamma^{x}}. \qquad (III.3.11)$$

Якщо $\Gamma^{x} = 20^{x}$, то $m''_{в} = \frac{60''}{20} = 3''$.

Сумарна m''_{C} кутова похибка дії цих двох чинників – встановлення візирної осі в горизонтальне положення $m''_{Г}$ та похибка візування $m_{в}$ (оскільки вони випадкові й можуть мати різні знаки) буде

$$m''^{2}_{C} = m''^{2}_{Г} + m''^{2}_{в}. \qquad (III.3.12)$$

Якщо $m''_{Г} - m''_{в} = m'' = 3''$, то

$$m''_{C} = m'' \cdot \sqrt{2} = 4{,}2''. \qquad (III.3.13)$$

Задамо допустиму сумарну похибку відліку в лінійній мірі m_{C}, зумовлену двома факторами: похибкою горизонтування $m_{Г}$ та похибкою візування $m_{в}$.

На нівелірній рейці найменша поділка дорівнює 1 см. Під час відлічування рейки сантиметр поділяють на око на міліметри. Допустима похибка відлічування становить $m_{C} = \pm 2\ мм$. Тоді, як видно з *рис. III.3.20*, оптимальну довжину променя візування *d*, тобто віддалі від нівеліра до рейки (плеча нівелювання), можна знайти із формули $\frac{m_{C}}{d} = \frac{m''_{C}}{\rho''}$ або

$$d = \frac{m_{C} \cdot \rho''}{m''_{C}}, \qquad (III.3.14)$$

$d = \frac{2мм \cdot 206265''}{4{,}2''} = 98{,}2\ м \approx 100\ м$. Зрозуміло, що, якщо допустима похибка відліку перевищує 2 мм, оптимальне значення *d* збільшиться.

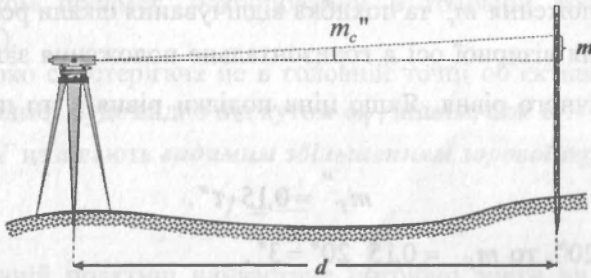


Рис. III.3.20. До розрахунку оптимальної віддалі від нівеліра до рейки

III.3.9. Лазерні нівеліри

Лазерні побудовувачі площини (*рис. III.3.21, III.3.22*) – це різновид лазерних нівелірів. Вони бувають статичними і ротаційними. Ротаційні частіше використовують на відкритих майданчиках. Статичні застосовують під час будівельних або ремонтних робіт всередині невеликих приміщень. На відміну від ротаційних лазерних нівелірів, які внаслідок обертання лазерного променя задають вертикальну або горизонтальну площини, статичні лазерні побудовувачі формують одночасно дві, три і більше лазерних площин чи точок або в проекції на горизонтальну або вертикальну площини будують тонкі прямі лінії, відносно яких виконують подальші вимірювання. Сьогодні найширше застосовуються багатопроменеві лазерні побудовувачі, які можуть моделювати до чотирьох вертикальних площин і горизонтальну з розгорткою 360°. Візуально розкреслюючи приміщення, вони стають чудовими орієнтирами для роботи. Лідерами з виробництва лазерних побудовувачів площини є німецькі компанії Geo-Fennel і Stabila та американська фірма Zircon.

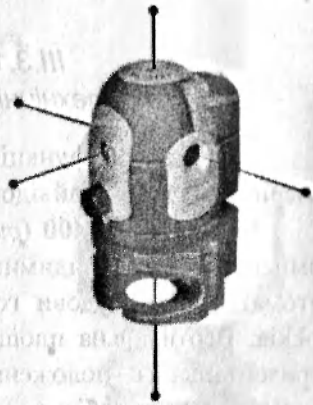


Рис. III.3.21. Загальний вигляд побудовувача точок Multi-Pointer

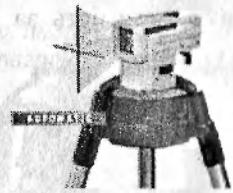


Рис. III.3.22. Загальний вигляд побудовувача площин Stabila LAX-50

Сьогодні лазерні нівеліри вважають найкращою альтернативою традиційним побудовувачам площини.

Лазерні нівеліри, як і оптичні, використовують для визначення перевищення між точками або винесення на місцевість проектних відміток. Лазерні нівеліри створюють видиму горизонтальну, вертикальну або нахилену площини за допомогою лазерного променя, який обертається зі швидкістю до 600 об/хв. Площину встановлюють в горизонтальне положення за допомогою електронного або рідинного рівня або автоматичною системою самонівелювання. Для фіксації цієї площини можна використовувати як звичайні рейки, так і рейки, обладнані спеціальним приймачем випромінювання. Точність нівелірних робіт підвищується завдяки використанню приймачів.

Лазерні нівеліри застосовують для виконання робіт у приміщеннях та за їхніми межами, в промисловому та цивільному будівництві, монтажі інженерного обладнання, для розмічування і задавання напрямку, в землевпорядкуванні. Їх

також широко використовують під час внутрішніх будівельних робіт, таких як зведення стін, підвісних стель, вирівнювання підлоги, встановлення віконних і дверних коробок, для автоматизації ландшафтних робіт, оскільки лазерний промінь дає можливість візуально контролювати відхилення в горизонтальній і вертикальній площинах.

III.3.10. Функціональні можливості та технічні характеристики лазерних нівелірів

Розглянемо функціональні можливості й технічні характеристики лазерних нівелірів найвідоміших фірм-виробників геодезичного обладнання.

TRIAX – MP400 (*рис. III.3.23*) – точний лазерний нівелір з електронним компенсатором і видимим лазерним променем, який використовується для автоматичної побудови горизонтальної площини. Виготовляє японська фірма Sokkia. Вертикальна площина будується вручну. Прилад має режим контролю горизонтального положення (функцію "Tilt"), який перериває роботу лазера автоматично і запобігає одержанню неточних вимірів, якщо будь-які сторонні дії вивели прилад з горизонтального положення. Дає змогу регулювати швидкість обертання лазерного променя. Видимість лазерного променя змінюється залежно від освітлення середовища, в якому він поширюється. Лазерний промінь має невелику видимість за невеликої швидкості обертання. Можна відрегулювати обертання променя вручну, для того щоб добре його бачити під час роботи на великих відстанях. Режим сканування також дає змогу спостерігати лазерний промінь, коли прилад дуже далеко. Прилад може працювати в режимі розгортки лазерного променя. Цей режим ідеальний для вимірювань на невеликих відстанях.

Рис. III.3.23. Загальний вигляд лазерного нівеліра TRIAX – MP400

У разі поганої видимості лазерного променя, за великих відстаней, яскравого освітлення використовується пристрій **TRG – R81,** який працює і в режимі приймача, і як пульт дистанційного керування.

Лазерний нівелір **TRIAX – MP400** застосовують для встановлення підвісних стель, підлоги, секційного розмічування, монтажу обладнання, прокладання труб та інших видів робіт за межами приміщення.

Особливості **TRIAX – MP400:**

- Автоматичне приведення у горизонтальне положення у горизонтальній та вертикальній площинах.
- Вибір режимів лазерного променя (обертання, сканування, розгортки, режим точки, розмічування).
- Зміщення зони сканування праворуч–ліворуч.

LP310 (*рис. III.3.24)* – лазерний нівелір фірми Sokkia з невидимим лазерним променем, який використовують для побудови горизонтальної площини. Обладнаний електронним компенсатором, а не повітряним, як його попередник. Має додаткові функції: "Windy", яка дає змогу ігнорувати вібрації, які виникають у вітряну погоду, та "H.I. Alert", контролює постійне положення горизонту приладу під час роботи.

Рис. III.3.24. Загальний вигляд лазерного нівеліра LP310

Особливості **LP310:**

- будує горизонтальну площину;
- обладнаний електронним компенсатором;
- функція"Windy";
- функція"H.I. Alert".

LP30A, LP31A (*рис. III.3.25)* – високоточні автоматичні лазерні нівеліри фірми Sokkia для побудови горизонтальної площини. Використовуються для автоматизації процесів вимірювання та керування будівельною технікою на великих будівельних майданчиках. Високоточний компенсатор з повітряним демпфером забезпечує стабільність лазерного променя в місцях, де сильна вібрація. У нівелірі передбачено вимкнення лазера, коли кут нахилу приладу перевищує межі діапазону компенсації.

Рис. III.3.25. Загальний вигляд лазерного нівеліра LP30A

Особливості **LP30A, LP31A:**

- будує горизонтальну площину;
- має великий радіус дії;
- забезпечує високу точність результатів вимірювання.

Технічні характеристики вищезгаданих лазерних нівелірів наведено табл. III.3.2.

Таблиця III.3.2.

Технічні характеристики лазерних нівелірів

Модель нівеліра	LP30A, LP31A	LP310	TRIAX- MP400
Тип лазера	невидимий, 735 нм, клас 1	невидимий, 785 нм	видимий, 635 нм; клас 3R
Тип компенсатора	маятниковий	електронний	електронний
Діапазон роботи компенсатора	±10°	± 4°	± 4,5°
Точність встановлення променя у вертикальне положення	-	-	± 10 мм на 30 м
Точність встановлення променя у горизонтальне положення	±3.4 мм на 100 м	± 4,8 мм на 100 м	± 10 мм на 100 м
Радіус дії у вертикальному режимі	-	-	20 м
Радіус дії у горизонтальному режимі	300 м з приймачем	120 м з приймачем LR100, 300 м- з MR310	300 м з приймачем TRG – R81
Точність у режимі розгортки	-	-	± 4, 5 мм на 12 м
Кут сканування	-	-	10° – 35°
Джерела живлення: елементи живлення акумулятори	4 x LR20 або D BDC39		2 x LR20 або D BDC40
Тривалість роботи: елементів живлення акумулятора	55 год 20 год	100 год 40 год	160 год 40 год
Температура зберігання	– 20° C – +80° C		
Робоча температура	– 10° C – +50° C		– 5° C – +50° C
Вага	2,0 кг	2,3 кг	1,3 кг

Ротаційні нівеліри **Rugby 100/100LR, Rugby 200** (Leica Geosystems, Швейцарія) – це нова серія лазерних нівелірів для розв'язання інженерно-геодезичних задач у промисловому і цивільному будівництві як всередині приміщення, так і назовні. На відкритому будівельному майданчику, щоб поліпшити якість приймання лазерного випромінювання і отримати точніші

результати вимірювання, використовують ручний приймач Rod Eye або промисловий приймач, який встановлюється на будівельні машини.

Rugby 200 *(рис. III.3.26)* – це нівелір з автоматичним встановленням у горизонтальне та вертикальне положення. Діапазон роботи компенсатора становить $\pm 5^{\circ}$. Видимий лазерний промінь, обертаючись на 360°, формує горизонтальну площину, яку можна використовувати як вихідну для розв'язання стандартних задач з нівелювання на будівельному майданчику. Додатковий промінь потрібен для побудови кутів 90° та у разі перемикання лазера вниз – як лазерний висок для центрування над точкою. Крім горизонтальної і вертикальної площин, нівелір може будувати похилу площину. Для цього в ньому є функція задавання проектного ухилу в площинах X і У.

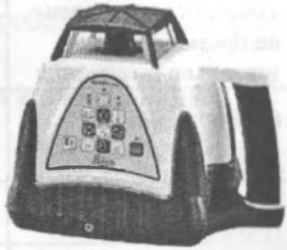


Рис. III.3.26. Загальний вигляд лазерного нівеліра Rugby 200

Отже, на відміну від попередників Rugby 100/100LR, Rugby 200 можна використовувати для вертикального розпланування будівельного майданчика як під горизонтальну, так і під похилу площини. Повнофункціональний пульт дистанційного керування дає змогу сповільнити обертання лазерного променя або розвернути сегмент сканування у напрямку нового місця монтажу.

Лазерні нівеліри серії Rugby широко застосовують під час виконання внутрішніх будівельних робіт, таких як зведення стін, підвісних стель, вирівнювання підлоги, встановлення віконних і дверних коробок, а також для побудови опалубки і вкладання бетону, монтажу інженерного обладнання, для розмічувальних робіт. Їхні технічні характеристики подано в табл. III.3.3.

Таблиця III.3.3

Технічні характеристики деяких нівелірів серії Rugby

Модель нівеліра	**Rugby 100**	**Rugby 100LR**	**Rugby 200**
1	2	3	4
Тип лазера	видимий, 635 нм	інфрачервоний, 780 нм	видимий, 635 нм
Самонівелювання	автоматичне горизонтальне	автоматичне горизонтальне	автоматичне горизонтальне і вертикальне
Робочий діапазон	до 300 м з приймачем	до 750 м з приймачем	до 300 м з приймачем до 50 м – візуально

Продовження табл. III.3.3

1	2	3	4
Точність встановлення променя у горизонтальне положення	± 2.6 мм на 30 м	± 1.5 мм на 30 м	± 1.5 мм на 30 м
Сигнал зміни горизонту приладу	Автоматичний	Автоматичний і окремий індикатор	окремий індикатор
Швидкість обертання головки лазера	5, 10 об/хв	5, 10 об/хв	1, 2, 5, 10 об/хв
Діапазон сканування	-	-	10°, 45°, 90° і 180°
Лазерний висок	-	-	+
Пульт дистанційного керування	-	-	+
Робоча температура	від $-20^\circ C - +50^\circ C$		
Температура зберігання	від $-40^\circ C - +70^\circ C$		

Рис. III.3.27. Загальний вигляд лазерного нівеліра Rugby 400 DG

Rugby 300 SG та **Rugby 400 DG** (див. *рис. III.3.27)* – це високоточні лазерні нівеліри, які використовують для побудови горизонтальної та похилої площин, ліній із заданим ухилом, визначення ухилу вздовж осей X, У. Вони також оптимізують процес управління машинами та механізмами на будівельному майданчику і сумісні з 2D- та 3D-системами управління машинами Leica Geosystems. Характеристики цих приладів подано в табл. III.3.4. Вони дають змогу істотно зекономити матеріали та зменшити витрати праці, пришвидшити виконання робіт.

Особливостями цих нівелірів є наявність режиму контролю за висотою приладу та можливість стабільно працювати за несприятливих умов, таких як сильний вітер, вібрації тощо.

Rugby 300 SG та **Rugby 400 DG** можна використовувати для таких видів робіт:

- розпланування будівельного майданчиках під горизонтальну площину, наприклад, для побудови паркінгів, злітно-посадкових смуг тощо;

- побудови похилої площини із заданим ухилом, наприклад, для системи зрошення;
- високоточного контролю ухилу під час роботи екскаваторів і бульдозерів;
- встановлення очищувальних споруд та труб під заданим ухилом;
- встановлення опалубки для бетону;
- реконструкція штучних водоймищ ;
- розмічування фундаментів та опор;
- управління машинами сумісно з MC200 Depthmaster для екскаваторів, з MC1200 для грейдерів та з системами управління на основі лазерних сенсорів Leica CAB для бульдозерів, скрейперів та іншого подібного обладнання.

Таблиця III.3.4

Технічні характеристики деяких нівелірів серії Rugby

Модель нівеліра	**Rugby 300 SG**	**Rugby 400 DG**
Тип лазера	невидимий, інфрачервоний, 780 нм	
Діапазон вимірювання	до 750 м	
Точність встановлення променя у горизонтальне положення	±1.6 мм на 30 м	
Діапазон ухилу	-5 до +25 % по одній осі	-5 до + 25 % по будь-якій осі -5 до +15 % по осях X та Y
Режими встановлення ухилу	безпосередній або цифровий	
Тривалість роботи джерела живлення	до 130 годин	

RL-H3A/H3B, RT-5Sa/RT-5Sb, RL-H1Sa/H2Sa – це серія лазерних нівелірів японської корпорації TOPCON, які використовуються для автоматичної побудови горизонтальної площини.

RL-H3A/H3B – це нівеліри, обладнані видимим лазерним променем (690 нм), який може обертатися зі швидкістю 600 об/хв. Візирний промінь приводиться в горизонтальне положення за допомогою компенсатора, діапазон дії якого становить ±3°. Якщо порушено межі компенсації, на LCD-моніторі з'являється попередження, яке супроводжується звуковим сигналом.

Завдяки високій точності приведення лазерного променя в горизонтальне положення ±8″ – ±10″ нівеліри RL-H3A та RL-H3B успішно використовують для внутрішніх ремонтних, будівельних та реставраційних робіт.

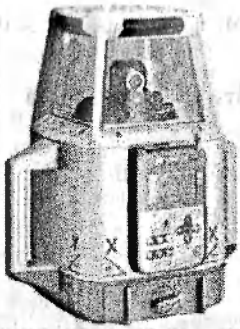


Рис. III.3.28. Загальний вигляд лазерного нівеліра RT-5Sa

RT-5Sa (див.*рис.III.3.28*). **RT-5Sb** – високоточні лазерні нівеліри, обладнані унікальною системою кодування детекторів кутів нахилу. Мають широкий діапазон побудови та визначення ухилів (±50 % для RT-5Sa). Режим зміни потужності видимого лазерного променя від 1.3 мВт до 4.5 мВт дає змогу виконувати вимірювання на відстані до 1200 м. Точність встановлення променя у горизонтальне положення становить ±1.2 мм на 50 м (±5″). RT-5Sa/RT-5Sb повністю автоматизовують процес нівелювання і забезпечують високу точність контролю за положенням бульдозерів, гідравлічних екскаваторів та інших будівельних машин.

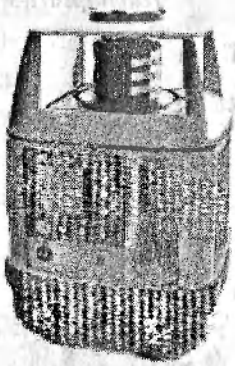


Рис. III.3.29. Загальний вигляд лазерного нівеліра RL-H2Sa

RL-H1Sa/H2Sa(див.*рис.III.3.29*) – ротаційні нівеліри, які, як і їхні попередники серії RL-H, уможливлюють приведення лазерного візирного променя в горизонтальне положення з точністю ±2.4 мм на 50 м (±10″). Мають широкий радіус дії і обладнані системою, яка дає змогу визначити ухили та будувати лінії і площини із заданим ухилом. Вони також сумісні із системами контролю та управління машинами та механізмами на будівельному майданчику на основі лазерних сенсорів LS-70.

Технічні характеристики вищезгаданих лазерних нівелірів подано в табл. III.3.5

Таблиця III.3.5

Технічні характеристики лазерних нівелірів корпорації TOPCON

Модель нівеліра	RL-H3A	RL-H3B	RT-5Sa / RT-5Sb	RL-H1Sa	RL-H2Sa
1	2	3	4	5	6
Тип лазера	690 нм, клас 3А	690 нм, клас 1	видимий, 685 нм, клас 3 А	780 нм, клас 1	685 нм, клас 3 А
Потужність лазера	2.0 мВт	0.9 мВт	від 1.3 мВт до 4.5 мВт	1.5 мВт	2.0 мВт
Швидкість обертання	600 об/хв		300/600/900/ 1200 об/хв	300/600 об/хв	300/600/ 900 об/хв

Продовження табл. III.3.

1	2	3	4	5	6
Діапазон вимірювання	2 м – 700 м	2 м – 400 м	до 1200 м	до 700 м	
Межі компенсатора	± 3°		± 5°		
Діапазон ухилу	-	-	±50 % (RT-5Sa) ±10 % (RT-5Sb)	5–10 %	±8 % (X,У) ±10 % (X,У)
Точність встановлення променя у горизонтальне положення	±1.9 мм/ 50 м (±8”)	±2.4 мм/ 50 м (±10”)	±1.2 мм/50 м (±5″)	±2.4 мм/50 м (±10”)	
Джерела живлення	акумулятор BT-49Q (Ni-MH)	елементи живлення	елементи живлення, акумулятори		
Тривалість роботи: елементів живлення, акумулятора	120 год 60 год	120 год	120 год 40 год	45 год 30 год	
Робоча температура	– 20° C – +50° C				
Вага	2.8 кг	2.6 кг	8.0 кг	2.7 кг	

Таблиця III.3.

Технічні характеристики лазерних нівелірів корпорації TOPCON

Модель нівеліра	RL-VH3A	RL-VH3G
Тип лазера	видимий червоний, 633 нм, клас 3А	видимий зелений, 532 нм, клас 3А
Точність встановлення променя у вертикальне положення	± 15″	
Точність встановлення променя у горизонтальне положення	± 10″	
Швидкість обертання лазерного променя	30 до 600 об/хв	30 до 300 об/хв
Діапазон дії компенсатора	± 5°	
Діапазон вимірювання	100 м	
Джерела живлення	елементи живлення, акумулятори	
Робоча температура	– 20° C – +50° C	
Габарити	214 × 167 × 259.5 мм	

RL-VH3G/A – лазерний нівелір, який застосовують для побудови горизонтальної і вертикальної площин. Має функцією автофокусування. Модель RL-VH3G обладнана зеленим лазером, видимість якого в п'ять разів вища, ніж у червоного лазера. Електронний компенсатор автоматично приводить нівелір в робоче положення. Радіус дії пульту управління – 100 м. Швидкість обертання лазера можна регулювати від 30 до 600 об/хв. Використовуючи фотодетектор, ширину кута сканування можна довести до 180°. У вертикальному положенні лазерний промінь може слугувати центриром. Технічні характеристики модифікацій лазерного нівеліра **RL-VH3** наведено в табл. III.3.6.

Використовують цей прилад як для виконання внутрішніх інтер'єрних робіт, так і для розв'язання інженерно-геодезичних задач на відкритому будівельному майданчику.

III.4. Технічне нівелювання під час інженерно-геодезичних вишукувань

III.4.1. Загальні відомості про види та завдання інженерно-геодезичних вишукувань

Інженерні споруди прийнято поділяти на такі основні групи:

1. Промислові та цивільні споруди.
2. Гідротехнічні споруди: гідроелектростанції, порти, канали.
3. Лінійні споруди: залізниці, автостради, трубопроводи, лінії електропередач, зв'язку тощо.

У вибраному місці будівництва, використовуючи результати інженерних вишукувань, розробляють проект геодезичних робіт, необхідних для будівництва споруди.

Переносять проект з карти чи плану на місцевість також геодезичними методами. У ході будівництва засобами геодезії контролюють відповідність проектним вимогам геометричних елементів споруди. Після завершення будівництва геодезичними методами фіксують допущені відхилення від проекту. В період експлуатації споруди також геодезичними методами визначають деформації споруди.

Основні стадії будівництва такі:

1) вишукування;
2) проектування;
3) будівництво;
4) експлуатація.

Відповідно виконують:

а) інженерно-геодезичні вишукування;

б) інженерно-геодезичне проектування;

в) інженерно-геодезичні роботи під час винесення проекту в натур розмічування, встановлення конструкцій у проектне положення та в проце будівництва;

г) спостереження за деформаціями споруд та їхніх фундаментів під ч будівництва та експлуатації.

Особливо важливе значення мають нівелірні роботи під час будівницт лінійних споруд (доріг, каналів, трубопроводів тощо), які мають знач довжину, але займають порівняно вузьку смугу земної поверхні.

Спочатку камерально, користуючись картами, вибирають декіль варіантів лінії майбутньої споруди, яка називається трасою. Підраховують картами проектні обсяги робіт та їхню вартість. Вибирають економічно ні вигідніший варіант. Польові інженерно-геодезичні вишукування ведуть тільки після затвердження варіанта проекту майбутньої споруди.

Комплекс геодезичних робіт, які виконують на місцевості, складається таких дій:

- визначення положення на місцевості заданого напрямку та кут нахилу осі лінійної споруди;
- провішування і закріплення цієї осі дерев'яними стовпцями;
- вимірювання кутів повороту траси;
- розмічування пікстажу (як правило, стометрових відрізків траси);
- розмічування поперечників (ліній, перпендикулярних до осі траси);
- розмічування головних точок колових кривих і детальне винесен колових кривих на місцевість;
- знімання смуги місцевості завширшки декілька десятків метрів;
- нівелювання точок осі траси та поперечників;
- складання профілю траси та проектування на профілі проектної о споруди. Маючи такий профіль, можна розпочинати будівництво лінійн споруди.

III.4.2. Прокладання на трасі ліній заданих напрямків та ухилів

Приблизне значення напрямку початкової лінії траси можна виміряти карті.

Для того щоб точно визначити дирекційний кут початкової лінії траси α треба початок траси прив'язати до пунктів геодезичної основи.

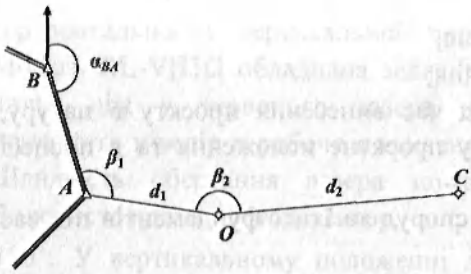


Рис. III.4.1. Прив'язка початку траси до пунктів геодезичної основи

Нехай на місцевості (*рис. III.4.1*) недалеко від початку траси (точка *0*) є пункти тріангуляції *A* та *B*. Дирекційний кут лінії *BA* $\alpha_{B.A}$ відомий. Тоді для прив'язки початку траси до пунктів геодезичної основи достатньо виміряти теодолітом два кути β_1 та β_2 і за допомогою стрічки або електронного тахеометра віддаль d_1. Дирекційний кут лінії *AO* α_{AO} можна знайти за формулою

$$\alpha_{AO} = \alpha_{BA} + \beta_1 - 180^\circ. \qquad \text{(III.4.1)}$$

Шуканий дирекційний кут α_{OC} обчислюють за формулою

$$\alpha_{OC} = \alpha_{AO} + \beta_2 - 180^\circ. \qquad \text{(II.4.2)}$$

Аналогічно визначають дирекційний кут кінцевої лінії траси. Але повинні бути відомі не тільки дирекційні кути лінії траси, але й планове та висотне положення усіх точок траси.

Вісь споруди в плані визначають за допомогою теодолітного ходу, що прокладають між початковою та кінцевою точками траси.

Висотне положення усіх точок траси знаходять методом технічного нівелювання.

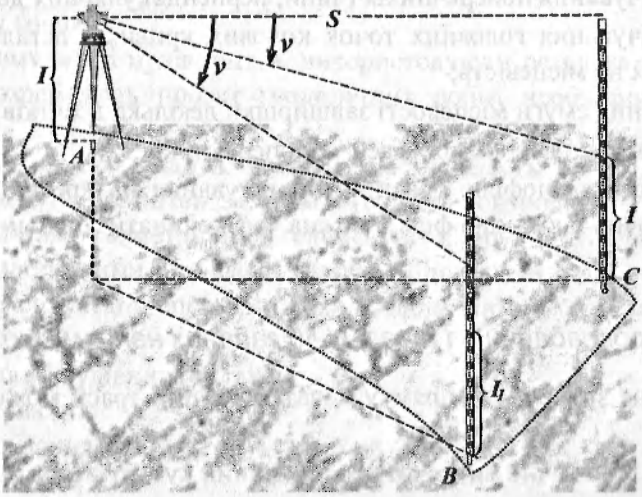


Рис. III.4.2. Винесення на місцевість лінії заданого ухилу

Щоб отримати на місцевості лінії заданого ухилу i за формулою $\nu = arctg \cdot i$, обчислюють вертикальний кут ν, що відповідає заданому ухилу i.

Отже, якщо з точки А потрібно продовжити на місцевості лінію заданого ухилу i, то над цією точкою встановлюють теодоліт та спрямовують його трубу так, щоб відлік вертикального круга дорівнював значенню кута нахилу ν, тангенс якого дорівнює заданому ухилу i. На рейці відмічають висоту теодоліта l (*рис. III.4.2*), скеровують помічника з рейкою в напрямку прокладання лінії із заданим ухилом. Вздовж лінії *BC* помічник послідовно встановлює рейку, а спостерігач, не змінюючи нахилу труби, повертає алідадну частину теодоліта доти, доки на одній з точок, наприклад *C*, спостерігач побачить, що центр сітки ниток проектується на висоту приладу на рейці. Знайшовши у такий спосіб точку *C*, переходять на цю точку з теодолітом і продовжують прокладати лінію із заданим ухилом.

Якщо місцевість не дає змоги прокласти лінію із заданим або меншим ухилом, то в місцях з недопустимим ухилом проектують насипи або виїмки.

III.4.3. Вимірювання і побудова кутів повороту траси. Контроль кутових вимірювань на трасі

Довгі траси не можуть бути прямими лініями. З огляду на характер рельєфу місцевості, забудови потрібні повороти траси.

У точці *B* (*рис. III.4.3*), де траса змінює напрямок, встановлюють теодоліт і вимірюють повним прийомом кут β.

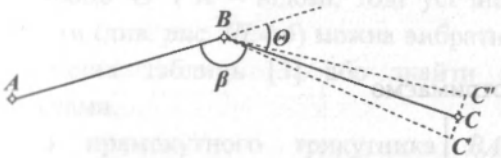


Рис. III.4.3. До питання вимірювання та побудови кутів повороту траси

Однак для розрахунків, пов'язаних з прокладанням траси, треба ще знати ***кут повороту траси*** Θ – кут, утворений новим напрямком траси з продовженням попереднього напрямку траси *AB*. Траса може повертати праворуч або ліворуч. Правий кут повороту знаходимо як

$$\Theta = 180^\circ - \beta, \qquad (III.4.3)$$

а лівий із виразу

$$\Theta' = \beta - 180^\circ, \qquad (III.4.4)$$

Під час прокладення траси інколи необхідно будувати заданий кут, однією стороною якого є задана лінія *AB* (*рис. III.4.3*). Встановлюють теодоліт над

точкою *B*. В цьому випадку, закріпивши лімб, візують на точку *A* і відлічують горизонтальний круг. Після цього встановлюють алідаду на новий відлік, що відповідає повороту траси на заданий кут. Нехай це кут β (*рис. III.4.3*). За напрямком візирної осі і виставляють віху *C'*. Переводять трубу через зеніт, відкладають за іншого положення труби той самий кут і за напрямком візирної осі виставляють віху *C''*. Розділивши віддалі *C'C''* на дві рівні частини, знаходять точку *C* шуканого кута *ABC*.

Визначимо залежність між дирекційними кутами та кутами Θ повороту траси. Нехай дано дирекційний кут α_0 вихідної сторони траси *AB* (*рис. III.4.4*).

Безпосередньо знаходимо

$$\left.\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha_0 + \Theta_1 \\ \alpha_2 &= \alpha_1 - \Theta'_2 \\ \alpha_3 &= \alpha_2 + \Theta_3 \\ &\dots \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} + \Theta'_n \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.4.5)}$$

тобто дирекційний кут наступної лінії дорівнює дирекційному куту попередньої лінії плюс правий або мінус лівий кут повороту траси.

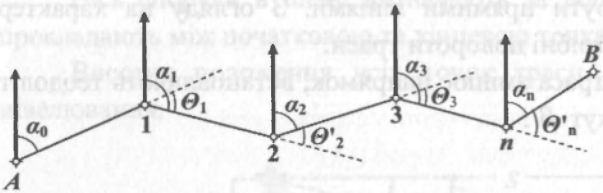


Рис. III.4.4. Залежність між дирекційними кутами і кутами повороту траси

Перетворимо формулу (III.4.5) і отримаємо

$$\left.\begin{aligned} \alpha_2 &= \alpha_0 + \Theta_1 - \Theta'_2 \\ \alpha_3 &= \alpha_0 + \Theta_1 - \Theta'_2 + \Theta_3 \\ &\dots \\ \alpha_n &= \alpha_0 + \sum\Theta - \sum\Theta' \end{aligned}\right\}, \quad \alpha_n - \alpha_0 = \sum\Theta - \sum\Theta' \qquad \text{(III.4.6)}$$

або

Формулу (III.4.6) можна використовувати для контролю вимірювання кутів Θ_i та обчислення дирекційних кутів за вихідним дирекційним кутом α_0. Однак, якщо були зроблені прив'язки і значення α_0 та α_n визначено точніше, то за рівнянням (III.4.6) можна знайти кутову нев'язку ходу f_β.

$$f_\beta = \sum\Theta - \sum\Theta' - (\alpha_n - \alpha_0). \qquad \text{(III.4.7)}$$

Допуск кутової нев'язки визначається, як у звичайному теодолітному ході.

III.4.4. Елементи заокруглень. Головні точки колової кривої

Траса не може бути ламаною, її створюють у вигляді прямих відрізків і кривих вставок. Так, на *рис. III.4.5* показана траса з прямих відрізків *AB*, *CD*, *EF* та кривих вставок *BC* і *DE*.

Як бачимо з *рис. III.4.5,* у разі повороту праворуч випуклість кривої, що заміняє ламану ділянку, спрямована вверх, а в разі повороту ліворуч випуклість відповідної кривої спрямована вниз. Криві вставки називають ***заокругленнями***. Як заокруглення застосовують різні криві, найпростіша з них – дуга кола або колова крива.

Для розмічування на місцевості колової кривої треба визначити такі її елементи (*рис. III.4.6*):

1) кут повороту траси Θ;
2) радіус колової кривої R;
3) довжину дотичних $AB = BC = T$, які називають тангенсом;
4) довжину колової кривої $ADC = K$;
5) бісектрису $BD = Б$;
6) домір $Д = 2T - K$.

Куг повороту траси Θ обчислюють за формулами (III.4.3) або (III.4.4) за виміряним значенням куту β, а радіус R задають залежно від місцевих умов та технічних нормативів на проектування споруд.

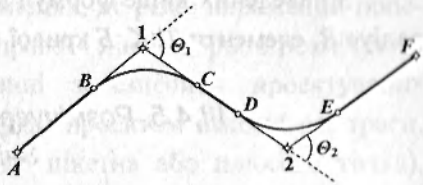


Рис. III.4.5. Вигляд траси, що складається зі спряжених прямих відрізків і кривих вставок

Якщо Θ і R – відомі, тоді усі інші елементи (див. *рис. III.4.6*) можна вибрати з відповідних таблиць [3] або знайти за формулами.

З прямокутного трикутника *BAO* маємо

$$T = R \cdot \mathrm{tg}\frac{\Theta}{2}. \qquad \text{(III.4.8)}$$

Довжині кола $2\pi R$ відповідає кут 360°, а довжині кривої K – кут Θ. Тобто $\frac{2\pi R}{360^\circ} = \frac{K}{\Theta^\circ}$. Звідси

$$K = \frac{\pi \cdot R}{180^\circ}\Theta^\circ. \qquad \text{(III.4.9)}$$

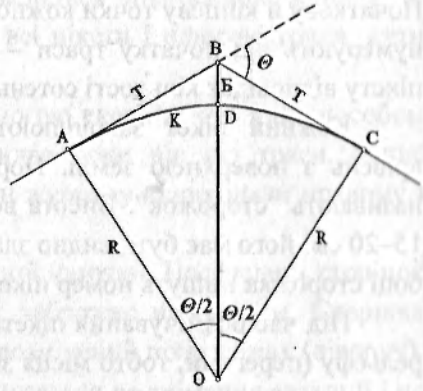


Рис. III.4.6. До розрахунку елементів колової кривої

З цього ж трикутника *ВАО* віддаль *ВО* буде $BO = \dfrac{R}{\cos\dfrac{\Theta}{2}}$, а бісектриса *Б* = *ВО* – *R*. Тоді

$$Б = \frac{R}{\cos\frac{\Theta}{2}} - R = R\left(\frac{1}{\cos\frac{\Theta}{2}} - 1\right) = R\left(\sec\frac{\Theta}{2} - 1\right).$$

Отже, значення бісектриси можна знайти за формулою

$$Б = R\left(sec\frac{\Theta}{2} - 1\right). \qquad \text{(III.4.10)}$$

Домір – це величина, яка показує, наскільки пікетажне значення кінця кривої по кривій коротше, ніж по ламаній через вершину повороту траси. Тобто

$$Д = 2T - K. \qquad \text{(III.4.11)}$$

З наведених вище формул видно, що якщо задані кут повороту траси Θ і радіус *R*, елементи *T*, *K*, *Б* кривої пропорційні до радіуса кривої *R*.

III.4.5. Розмічування пікетажу і поперечників. Знімання ситуації

Вздовж осі траси виконують розмічування пікетажу, суть якого полягає в тому, що трасу поділяють мірною стрічкою або електронним тахеометром на відрізки, горизонтальне прокладення кожного з яких становить 100 м. Початкову й кінцеву точки кожного з цих відрізків називають ***пікетами***. Пікети нумерують від початку траси – ПК0, ПК1, …ПКп. За такої нумерації номер пікету відповідає кількості сотень метрів від початку траси до нього.

Кожний пікет закріплюють на місцевості кілочком, який забивають врівень з поверхнею землі. Поряд з ним забивають ще один кілочок, який називають "сторожок". Висота верха кілочка-сторожка над поверхнею Землі – 15–20 см, його має бути видно здалеку. На затесаному, повернутому в бік пікету боці сторожка пишуть номер пікету.

Під час розмічування пікетажу на осі траси позначають характерні точки рельєфу (перегини, тобто місця зміни кута нахилу траси, урізи води рік та озер, контури угідь тощо). В цих точках, що називаються ***плюсовими***, на сторожках пишуть номер попереднього пікету і віддаль від нього до плюсової точки: наприклад, ПК2+40, де 40 м – це віддаль від заднього пікету ПК2.

У населених пунктах можна приймати пікетні віддалі не 100 м, а 20 м або 40 м; номери пікетів та плюсових точок підписують на бордюрах тротуарів або на стінах будинків. Замість кілочків на ділянках, покритих щебенем, гравієм та камінням, забивають великі цвяхи або залізничні костилі. На асфальтобетонних і цементобетонних покриттях точки позначають фарбою. Розмічуючи пікетаж на похилій поверхні, через яри, мірну стрічку утримують горизонтально, а підняті над поверхнею кінці стрічки проектують виском з довгою ниткою на землю, де і забивають кілочки.

На стрімких схилах вимірювання виконують частинами стрічки.

Під час переходу через широкі яри та річки застосовують відомі способи визначення недоступних віддалей.

За допомогою екера та рулетки способом перпендикулярів виконують знімання ситуації на віддалі до 25 м у праву та ліву сторону від осі майбутньої споруди. Ситуацію у смузі 25–50 м в обидва боки від осі траси знімають окомірно.

На пікетах і плюсових точках або в тих місцях, де різко виражений поперечний ухил, перпендикулярно до осі траси з правої і лівої сторони розмічують поперечники. Довжини поперечників повинні забезпечити проектування земляного полотна і всіх споруд, які передбачені проектом вздовж осі траси. Точки поперечників на осі траси (якщо це не пікетна або плюсова точка), праворуч і ліворуч від осі траси теж фіксують на місцевості кілочками і позначають, наприклад, ПК3+22 П+20. Це означає, що поперечник розмічений на ПК3+22 і точка перебуває на відстані 20 м праворуч від осі траси.

Одночасно з розмічуванням пікетажу ведеться пікетажний журнал. У пікетажному журналі на осі траси показують всі пікети і плюсові точки, кути повороту, поперечники.

Межі угідь і ситуацію знімають за допомогою екера та рулетки способом перпендикулярів на віддалі 20–50 м по обидва боки від осі траси. Запис ведеться знизу вверх, щоб права і ліва сторони журналу відповідали правому і лівому бокам траси.

На *рис. III.4.7* показана сторінка пікетажної книжки. Посередині сторінок пікетажної книжки викреслюють пряму, яка зображає вісь траси. Сторінка починається з ПК0; у плюсовій точці ПК2+40 розмічений поперечник (ліворуч). Цифри, показані на рисунку без знака "+", відносяться до знімання ситуації і не пов'язані з характерними точками рельєфу.

На ПК2 траса повертає праворуч. Кут повороту показують стрілкою та підписують: кут 1 – в чисельнику, а величина кута $\Theta = 18°11'$ – в знаменнику (на *рис. III.4.7* не показано). У цих місцях книжки виписують також елементи кривих: Θ, *R*, *T*, *K*, *Б*, *Д*. Зауважимо, що вісь траси далі не повертає, а зображається прямою лінією всередині сторінки. У бік повертання траси вказує тільки стрілка.

Пікетажну книжку викреслюють на міліметровому папері у масштабі 1:1000. Проте масштаб можна змінити залежно від ситуації. На рівній місцевості з однорідною ситуацією застосовують дрібніший масштаб, у місцях зі складними ситуацією та рельєфом переходять до більшого.

Пікетаж розмічують по дотичних до кривої лініях (тангенсах), а під час будівництва лінійної споруди відстані обчислюють по кривій. Як відомо, довжина двох тангенсів *2T* більша за довжину кривої *K* на величину доміру, тобто *Д* = *2T* – *K*. Отже, під час розмічування пікетажу потрібно враховувати величину доміру. Тому після повороту траси від вершини кута повороту відкладають величину доміру і вважають, що ця точка має те саме пікетажне значення, що й вершина кута повороту траси. Далі продовжують розмічувати пікетаж звичайним способом.

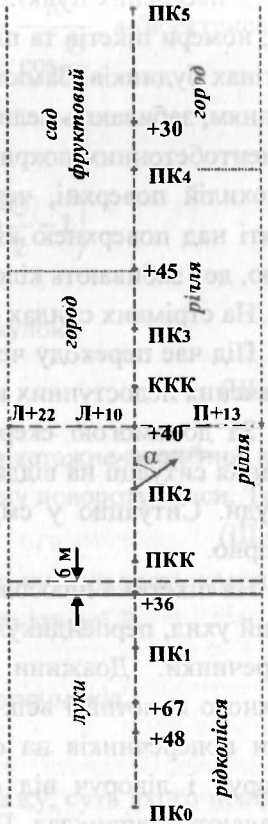


Рис.III.4.7. Пікетажний журнал

Наведемо приклад. Нехай (див. *рис. III.4.6*) пікетажне значення точки *B* – вершини кута повороту траси (*ВК*) – ПК6+62.80 м, тобто на віддалі 662,80 м від початку траси. Кут повороту траси становить $\Theta = 44°14'$, а радіус повороту кривої *R* = 220 м. Тоді, згідно з формулами (III.4.8), (III.4.9), (III.4.10), (III.4.11), *T* = 89,41 м, *K* = 169,84 м, *Б* = 17,47 м, *Д* = 8,98 м.

Віднімаючи від значення вершини кута повороту *ВК* значення тангенса, отримаємо точку *A* – початок колової кривої (*ПК*). Додаючи до значення *ПК* довжину кривої *K*=169,84 м, знайдемо положення кінця колової кривої (*КК*) – точку *C*. Цей розрахунок виконано по кривій. Розрахунки ведуть за такою схемою

$$BK = ПК6 + 62{,}80 \text{ м}$$
$$\underline{-T = \quad 89{,}41 \text{ м}}$$
$$ПК = ПК\ 5 + 73{,}39 \text{ м}$$
$$\underline{+K = \quad 169{,}84 \text{ м}}$$
$$KK = ПК\ 7 + 43{,}23 \text{ м}$$

Положення кінця колової кривої (*КК*) можна для контролю розрахувати і вздовж ламаної кривої. Для цього до пікетного значення вершини кута повороту траси (*ВК*) треба додати значення тангенса *Т*, а від отриманої суми відняти значення доміру Д

$$BK = ПК6 + 62{,}80 \text{ м}$$
$$\underline{+T = \quad 89{,}41 \text{ м}}$$
$$\ldots\ldots\ ПК\ 7 + 52{,}21 \text{ м}$$
$$\underline{-Д \quad 8{,}98 \text{ м}}$$
$$KK = ПК\ 7 + 43{,}23 \text{ м}$$

Отже, щоб визначити положення пікету ПК8, потрібно від кінця колової кривої *КК* (точка *С*) відкласти за ходом траси віддаль 100–43,23 = 56,77 м і забити кілок з позначкою ПК8 на сторожку.

III.4.6. Послідовність роботи на станції технічного нівелювання оптичними нівелірами. Зв'язувальні, проміжні та іксові точки

Нівелювання траси між зв'язувальними точками виконують способом із середини. Нерівність плеч (віддалей від нівеліра до рейки) допускається 10 м. Нівелір може бути встановлений не в створі, тобто не на осі траси.

Зазвичай висоти початкової та кінцевої точок траси вже відомі, тому достатньо визначити перевищення між початковою та іншими точками, щоб знайти висоти усіх точок.

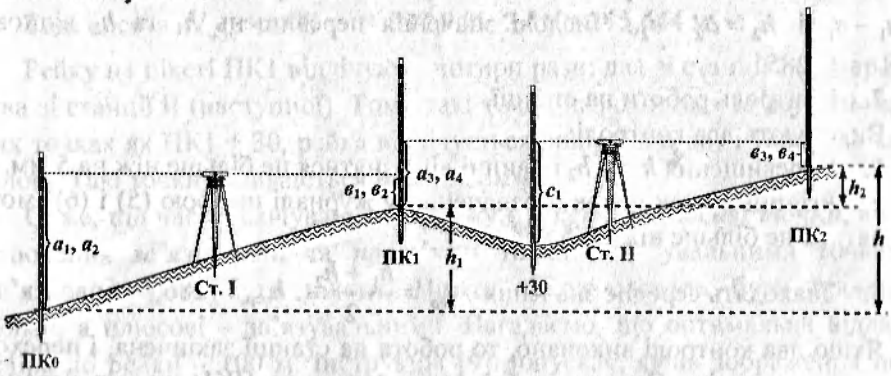


Рис. III.4.8. Робота на станції нівелювання. Зв'язувальні та проміжні точки нівелювання

Нехай нівелір встановлено посередині між пікетами ПК0 та ПК1, на яких становлено рейки (див. *рис. III.4.8)*. Знайдемо перевищення між цими точками.

Нівелювання на станції, якщо працюють нівеліром з циліндричним івнем, виконують у такій послідовності:

1. За допомогою підіймальних гвинтів і сферичного рівня добиваються, доб вісь обертання нівеліра була приблизно прямовисною.

2. Наводять зорову трубу на задню рейку, встановлену на пікеті ПК0. Елеваційним гвинтом переміщують бульбашку циліндричного рівня у нуль-пункт, тобто зображення кінців бульбашки циліндричного рівня, які видно в полі зору зорової труби, приводять в контакт. Після цього середньою горизонтальною ниткою сітки ниток відлічують чорну шкалу рейки (відлік a_1).

3. Наводять зорову трубу на передню рейку, розміщену на пікеті ПК1 і, встановивши за допомогою елеваційного гвинта бульбашку циліндричного рівня в нуль-пункт, відлічують середньою горизонтальною ниткою сітки ниток чорну шкалу передньої рейки (відлік $в_1$).

Після цього повертають рейки червоними шкалами до нівеліра.

4. Труба наведена на передню рейку. Уточнюють положення бульбашки циліндричного рівня в нуль-пункті. Відлічують червону шкалу рейки $в_2$.

5. Трубу наводять на задню рейку. Виконують дії, вказані в пункті 2. Відлічують червону шкалу задньої рейки a_2.

Під час роботи нівелірами з компенсатором достатньо привести нівелір приблизно в робочий стан за допомогою сферичного рівня. Потім спрацьовує компенсатор. Послідовність відлічування шкал рейок не змінюється.

Усі чотири відліки записують у журнал (табл. III.4.1).

У журналі числові значення відліків задньої і передньої рейок пронумеровані (1), (2), (3), (4). Номери відліків відповідають послідовності відлічування (1, 2 – чорних шкал, 3, 4 – червоних шкал рейок).

6. Обчислюють перевищення за відліками чорних та червоних шкал як $h_1 = a_1 - в_1$ і $h_2 = a_2 - в_2$. Числові значення перевищень h_1 та h_2 відповідно +1288 та +1285.

7. Контроль роботи на станції.

Виконують два контролі:

1. Перевищення h_1 та h_2 повинні відрізнятися не більше ніж на 5 мм.

2. Різниці п'яток рейок (позначених у журналі цифрою (5) і (6)) можуть відрізнятися не більше ніж на 5 мм.

3. Знаходять середнє значення $h_{сер} = \frac{h_1 + h_2}{2}$. $h_{сер}$ =1286,5 мм.

Якщо два контролі виконано, то робота на станції закінчена, і переходять на наступну станцію. Передня рейка залишається на ПК1; нівелір переносять вперед, на станцію II; задня рейку переносять вперед по ходу траси і вона стає передньою відносно нівеліра (див. *рис. 3.4.8*, станція II).

Таблиця III.4.1

Журнал технічного нівелювання

№ станцій	Номери пікетів, плюсових точок	Відліки рейок, мм			Перевищення, мм			Горизонт приладу *ГП*	Висоти Н, м
		Задньої, a_i	Передньої, $в_i$	Проміжної, c_i	Обчислені	Середні	Врівноважені		
I	ПК0	1911 (1) 6595 (4) 4684 (5)							**215,230**
			0623 (2) 5310 (3) 4687 (6)		+1288 (7) +1285 (8)	+0,5 +1286,5 (9)	+ 1287		
	ПК1								216,517
II	ПК1	1437 6122 4685						217,954	216,517
	+30		1626 6310 4684	2310	- 189 - 188	+ 0,5 -0188,5	- 0188		215,644
	ПК2								**216,456**

На станції II спостереження виконують так само, як і на станції I, і знаходять середнє перевищення між ПК1 та ПК2. Однак на всьому відрізку траси є характерні точки рельєфу, у яких змінюється кут нахилу поверхні. Їх між пікетами може бути декілька. Потрібно також визначити висоти цих плюсових точок. Для цього, закінчивши роботу на станції II (так само, як і на станції 1), задню рейку встановлюють на точку +30 м. Спостерігач відлічує нівеліром лише чорну шкалу рейки (відлік с = 2310). Потім висоту цієї точки визначають через ***горизонт приладу ГП***.

ГП на станції II дорівнює сумі висоти пікету 1 $H_{ПК1}$ і відліку ***а*** чорної шкали задньої рейки, тобто *ГП* = 216,517 + 1,437 = 217,954 м.

Тоді висота $H_{+30} = ГП - c$ = 217,954 -2,310=215,644 м.

Рейку на пікеті ПК1 відлічують чотири рази: два зі станції I (попередньої) та два зі станції II (наступної). Тому такі точки називаються ***зв'язувальними.*** У таких точках як ПК1 + 30, рейка відлічується лише один раз і тільки за чорною шкалою. Такі точки називаються ***проміжними***.

Отже, під час розмічування пікетажу є ***пікети*** і ***плюсові точки***, а під час нівелювання ***зв'язувальні*** та ***проміжні*** точки. Зв'язувальними точками не обов'язково мають бути пікети. Пікети також можуть бути проміжними точками, а плюсові – зв'язувальними. Нагадаємо, що оптимальна віддаль від нівеліра до рейки – 100 м. Інструкція [9] допускає, якщо зображення поділок рейки "спокійні", то довжина плеч може бути збільшена до 150 м. Тому для частини траси на *рис. III.4.8* можна виконати нівелювання з однієї станції (*рис. III.4.9*).

На *рис. III.4.9* показана одна станція. Однак, якщо продовжувати прокладати нівелірний хід, то точка ПК2 стане зв'язувальною.

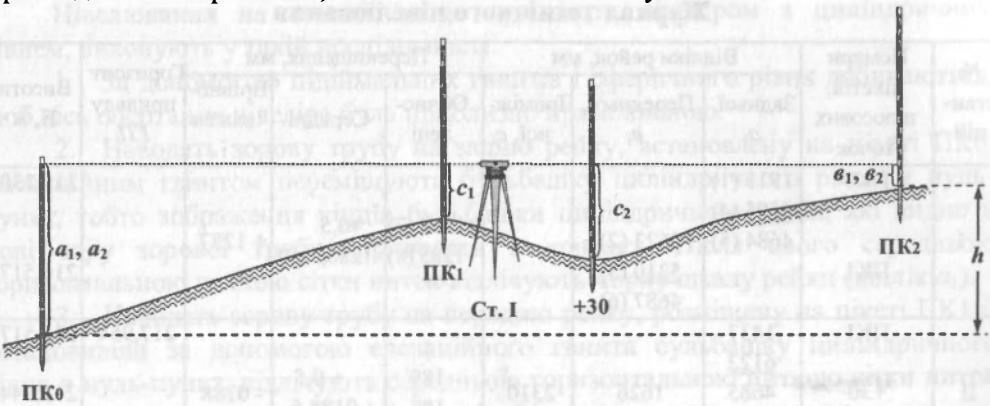


Рис. III.4.9. Нівелювання ділянки траси завдовжки 200 м з однієї станції

На *рис. III.4.9* ПК1 і плюсова точка ПК1+30 є проміжними.

Такий варіант нівелювання з довгими плечами економічно вигідніший, оскільки трасу можна пронівелювати меншою кількістю станцій і за коротший час.

Оскільки допускаються довжини плеч 150 м, можна запропонувати ще кращий варіант нівелювання. Якщо за ПК2 є плюсова точка (наприклад, ПК2+20), то можна передню рейку поставити на цю точку, нівелір перенести трохи вперед. Тоді зв'язувальною буде плюсова точка ПК2+20. Проміжними точками стануть ПК1, ПК1+30, ПК2. Але довгі плечі можуть бути тільки на рівнинній місцевості. В горбистій місцевості, а тим більше в гірській, нівелювати довгими плечами неможливо.

Припустимо, що між сусідніми пікетами, розташованими на одному схилі, перевищення більше за 3 м. Знайти перевищення між ПК3 та ПК4 з однієї станції неможливо: промінь нівеліра на задню рейку проходить вище від рейки; промінь на передню рейку впирається в землю (*рис. III.4.10, а*).

Оскільки схил має однаковий кут нахилу, то плюсових точок між пікетами не потрібно. Тоді приблизно посередині між пікетами забивають кілок. Оскільки віддаль від ПК3 до цієї точки не вимірюється і, відповідно, невідома, то цю точку називають ***іксовою точкою***.

Виконують нівелювання, як видно з *рис. III.4.10, б*, з двох станцій. В гірських умовах інколи таких іксових точок між двома сусідніми пікетами може бути декілька. Їх нумерують x_1, x_2, x_3,... Іксові точки завжди є тільки зв'язувальними. І, навпаки, характерні точки рельєфу на поперечниках бувають тільки проміжними.

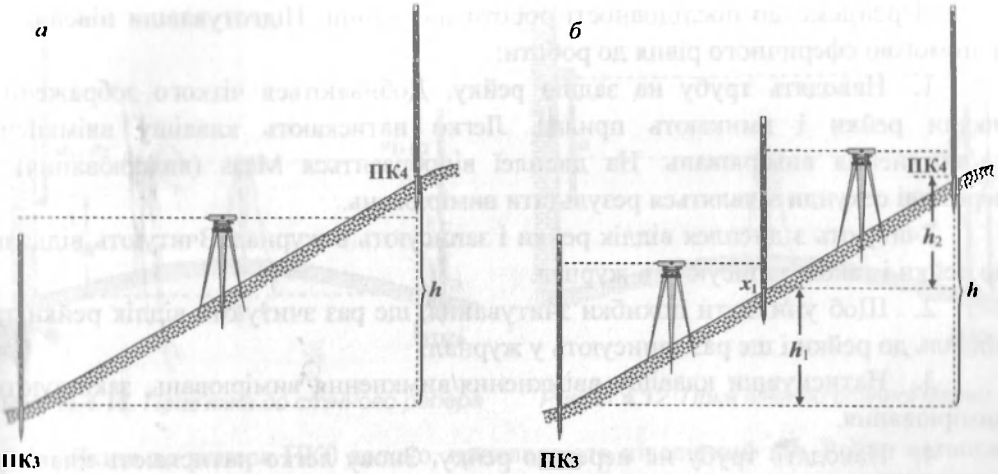


Рис. III.4.10. До пояснення необхідності використання під час нівелювання іксових точок

III.4.7. Послідовність роботи на станції технічного нівелювання електронними нівелірами Sprinter 200M

Технічне нівелювання електронним нівеліром ведеться в основному так само, як і оптичним. Але є деякі особливості.

1. У комплекті нівеліра є дві спеціальні рейки. На одному боці рейок нанесено сантиметрові поділки, як на звичайних рейках, а на іншому – кодові штрихи.

Нівеліром можна працювати як в оптичному, так і в електронному режимі. В електронному режимі використовують рейки зі штрихкодовою шкалою.

2. Нівелір має декілька режимів роботи. Потрібно вибрати режим нівелювання, тобто режим вимірювання перевищень.

3. В електронному і в звичайному режимах можна використовувати тільки шкалу, нанесену на одному боці рейки. Тому для контролю на станції потрібно змінити висоту нівеліра.

4. Нівелір в електронному режимі працює, коли довжина плечей не перевищує 80 м, тому станції нівелювання будуть приблизно посередині між усіма пікетами.

5. Електронний нівелір автоматично вимірює віддалі від нівеліра до рейки. У журналі нівелювання слід ввести додаткову графу і туди записувати довжини плечей, які надалі можна використати для контролю довжини траси. Крім того, це дає змогу об'єднати процес розмічування пікетажу з нівелюванням.

Перейдемо до послідовності роботи на станції. Підготувавши нівелір за допомогою сферичного рівня до роботи:

1. Наводять трубу на задню рейку. Добиваються чіткого зображення шкали рейки і вмикають прилад. Легко натискають клавішу ввімкнення/вимкнення вимірювань. На дисплеї відобразиться Meas (вимірювання) і через дві секунди з'являться результати вимірювань.

Зчитують з дисплея відлік рейки і записують в журнал. Зчитують віддаль до рейки і також записують в журнал.

2. Щоб уникнути похибки зчитування, ще раз зчитують відлік рейки та віддаль до рейки і ще раз записують у журнал.

3. Натиснувши клавішу ввімкнення/вимкнення вимірювань, закінчують вимірювання.

4. Наводять трубу на передню рейку. Знову легко натискають клавішу ввімкнення/вимкнення вимірювань і повторюють усі дії, вказані в пункті 1.

5. Щоб уникнути похибки, повторюють усі дії, вказані в пункті 2.

Перед переходом на наступну станцію вимикають нівелір.

Нагадаємо, що електронний нівелір може безпосередньо визначити не тільки перевищення, але й висоти точок. Для цього в пам'ять нівеліра вводять висоту початкового репера.

III.4.8. Прив'язка початкової та кінцевої точок траси до реперів та марок

Повинні бути відомі не тільки планові координати, але й абсолютні висоти початку і кінця траси. Визначення висот цих точок називають ***прив'язками***. Прив'язки виконують прокладаючи нівелірні ходи. Ці ходи можуть бути короткими (одна-дві станції) або довгими, зі значною кількістю станцій залежно від віддалі точок траси від реперів.

Як відомо, репер має сферичний виступ, вверх якого і є точкою з відомою висотою. На цей виступ під час прив'язок встановлюють рейку. Марка має отвір, центр якого є точкою з відомою висотою. Тому прив'язки до марок та реперів виконують по-різному.

Прив'язка до репера. Нехай у стіні будинку (див. *рис. III.4.11*) закладено репер, точку з відомою висотою, яку потрібно передати на ПК0. Встановимо між цими точками нівелір. Задню рейку поставимо на сферичний виступ репера, а передню на ПК0 – початок траси. Приведемо нівелір у робочий стан. Відлічимо чорні та червоні шкали рейок a_1 і $в_1$; a_2 і $в_2$, як під час роботи на станції. Знайдемо перевищення h двічі. Обчислимо $h_{сер}$. Тоді

$$H_{ПК0} = H_{Rp} + h_{сер}. \qquad (III.4.12)$$

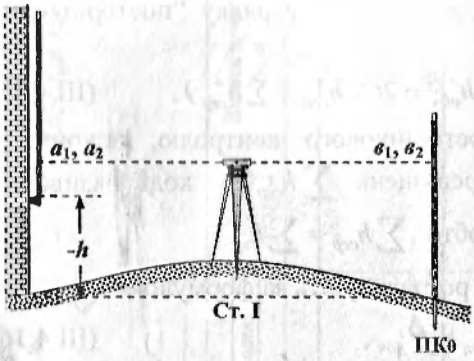


Рис. III.4.11. Прив'язка до стінного репера

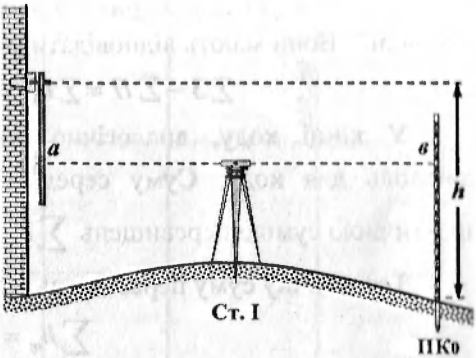


Рис. III.4.12. Прив'язка до стінної марки

Якщо до репера ПК0 далеко, прокладають нівелірний хід. Рейки встанов люють на кілочки або костилі чи підкладини.

Прив'язка до нівелірної марки. Для прив'язки до марки використовуют спеціальну підвісну рейку завдовжки 1,2 м з круглим отвором. Центр отвору на цій рейці збігається з нульовою поділкою на рейці.

Штифт відповідного діаметра встановлюється в отвір на рейці і в отвір н марці, у результаті рейка підвішується вертикально, а її поділки збільшуються верху вниз. На ПК0 ставлять звичайну нівелірну рейку, а посередині – нівелір Перевищення h між центром отвору марки і верхнім зрізом ПКО отримаємо як суму відліків рейок a та $в$. Отже

$$h = a + в\,. \qquad \text{(III.4.13}$$

$$H_{ПКО} = H_{марки} + h\,. \qquad \text{(III.4.14}$$

Як видно з рисунків, в обох випадках перевищення від'ємне.

Якщо необхідно, висоти передають не з однієї станції, а послідовним нівелюванням, використовуючи декілька станцій.

III.4.9. Опрацювання журналу поздовжнього технічного нівелювання. Обчислення висот зв'язувальних та проміжних точок

Опрацювання журналу (див. табл. III.4.2) розпочинають з перевірки всі обчислень у журналі.

Далі виконують посторінковий контроль. На кожній сторінці, де записан результати нівелювання на двох або більше станціях, обчислюють суми відліків задньої ΣЗ та передньої ΣП рейок (колонки 3 і 4), суми знайдених $\sum h^{+}_{обч}$ $\sum h^{-}_{обч}$ та середніх $\sum h^{+}_{сер}$ і $\sum h^{-}_{сер}$ перевищень (колонки 6, 7 і 8, 9 відповідно). Ц

начення записують у журнал у відповідні колонки у рядку "посторінковий контроль". Вони мають відповідати умові

$$\sum З - \sum П = \sum h^{+}_{обч} - \sum h^{-}_{обч} = 2(\sum h^{+}_{сер} - \sum h^{-}_{сер}). \qquad (III.4.15)$$

У кінці ходу, аналогічно до посторінкового контролю, виконують контроль для ходу. Суму середніх перевищень $\sum h_{сер}$ у ході називають практичною сумою перевищень $\sum h_{пр}$. Тобто $\sum h_{сер} = \sum h_{пр}$.

Теоретичну суму перевищень $\sum h_{т}$ розраховують за формулою

$$\sum h_{т} = H_{кінц} - H_{поч}, \qquad (III.4.16)$$

де $H_{поч}, H_{кінц}$ – висоти початкової та кінцевої точок ходу відповідно. У журналі (табл. III.4.2) – це висоти реперів *Pn185* та *Pn186*, тобто H_{Pn185} та H_{Pn186}. Їх значення відомі із нівелювання вищих класів.

Нев'язку в нівелірному ході обчислюють за формулою

$$f_h = \sum h_{сер} - \sum h_{т}. \qquad (III.4.17)$$

Нев'язку f_h порівнюють із допустимою нев'язкою $доп.f_h$.

Для технічного нівелювання її величину визначають за формулою

$$доп.f_h = 50мм\sqrt{L}, \qquad (III.4.18)$$

де L – довжина нівелірного ходу, км.

Якщо абсолютне значення нев'язки f_h у ході є меншим за значення допустимої нев'язки, то її розподіляють з протилежним знаком у середні перевищення у вигляді поправок, знайдених за формулою

$$\delta h_i = -\frac{f_h}{n}, \qquad (III.4.19)$$

де n – кількість станцій нівелірного ходу.

Поправки δh_i заокруглюють до міліметрів так, щоб їхня сума дорівнювала величині нев'язки з протилежним знаком, і записують червоним кольором над значеннями середніх перевищень.

Значення виправлених перевищень обчислюють за формулою

$$h_{випр.i} = h_{сер.i} + \delta h_i. \qquad (III.4.20)$$

Контроль: сума виправлених перевищень має дорівнювати теоретичній сумі перевищень у ході, тобто

$$\sum h_{випр} = \sum h_{т}. \qquad (III.4.21)$$

Якщо рівність (III.4.21) виконується, то знаходять висоти зв'язувальних точок. Зауважимо, що в наведеному прикладі такими точками ходу є: ПК0+48, ПК1, ПК2.

Таблиця III.4.2

Журнал технічного нівелювання

Дата _____ Розпочато _____ Спостерігав _____

Погода _____ Закінчено _____ Записував _____

№ *станції*	№ *пікетів*	Відліки з рейок, мм			*Перевищення, мм*						Горизонт приладу (*ГП*), м	Висоти точок *H*, м
		задньої (*а*)	передньої (*в*)	проміжної (*с*)	обчислені		середні		виправлені			
					+	–	+	–	+	–		
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*	*12*	*13*
	Рп 185	2615									*260,750*	*258,956*
	75 м	7298										
I	ПК0	4683	0471	1795	*2144*		*–1*		*2143*			*258,955*
			5155		*2143*		*2144,0*					
	+48		4684									*260,278*
	+48	2421										
		7106										
II	+67	4685	0533	0371	*1888*		*1887,0*					
			5220		*1886*							
	ПК1		4687									
	ПК1	0635										
		5321										
III	+ 36	4686	2015	0915		*1380*		*1379,0*				
			6699			*1378*						
	ПК2		4684									
	ПК2	0457										
		5144										
IY	+ 40	4687		2834		*1678*		*1677,0*				
	ПК3		2135	2735		*1676*						
	36 м		6820									
	Рп 186		4685									*259,100*
Посторінковий контроль		$\sum a$	$\sum в$		$\sum h^{+}_{обч}$	$\sum h^{-}_{обч}$	$\sum h^{+}_{сер}$	$\sum h^{-}_{сер}$				
		$2\sum h$			$2\sum h$		$\sum h$					

Щоб знайти висоту наступної зв'язувальної точки, необхідно до висоти попередньої зв'язувальної точки додати значення виправленого перевищення між ними.

$$H_{i+1} = H_i + h_{випр.i}. \qquad (III.4.22)$$

Контролем правильності обчислення висот зв'язувальних точок нівелірного ходу є значення висоти кінцевої точки ходу, тобто H_{Pn186}.

Висоти проміжних точок визначають через горизонт приладу *ГП*. ***Горизонт приладу*** – це висота горизонтальної візирної осі приладу над прийнятою рівневою поверхнею (умовною або абсолютною). Значення *ГП* обчислюють за формулами (III.4.23), (III.4.24) тільки для станцій, де спостерігали проміжні точки,

$$ГП_i = H_i + a_{чорн.i} \qquad (III.4.23)$$

або

$$ГП_i = H_{i+1} + в_{чорн\,i}, \qquad (III.4.24)$$

де H_i, H_{i+1} – відповідно, висоти задньої та передньої зв'язувальних точок на станції, з якої спостерігали проміжну точку; $a_{чорн.i}, в_{чорн\,i}$ – відліки чорної шкали рейки (задньої й передньої відповідно) на цій станції.

Значення $ГП_i$, знайдені за формулами (III.4.23) і (III.4.24) для станції, відрізнятимуться між собою на величину поправки δh_i, доданої у перевищення внаслідок зрівноваження. Тому *ГП* на станції визначають переважно за формулою (III.4.23).

Щоб знайти висоту проміжної точки, потрібно від горизонту приладу відняти відлік c_i чорної шкали рейки, що встановлена у цій проміжній точці, тобто

$$H_{пром.i} = ГП_i - c_i. \qquad (III.4.25)$$

Висоти проміжних точок записують у відповідних рядках графи 13 журналу.

III.4.10. Детальне розмічування колових кривих. Винесення пікетів на криву

Головних точок кривої недостатньо для того, щоб розмітити її на місцевості. Необхідно, щоб на кривій точки розміщувались на рівних віддалях одна від другої так часто, щоб хорди, які з'єднують сусідні точки, практично збігались з кривою. Чим менший радіус кривої, тим меншою має бути величина *k* (віддаль між точками на кривій 5, 10, 20 м). Розроблено близько десяти способів розмічування колових кривих. Розглянемо два з них.

Спосіб прямокутних координат.

Припустимо, що на коловій кривій радіус якої R потрібно знайти точки P_1, P_2, P_3 (рис. III.4.13), щоб віддалі між ними на кривій дорівнювали *k*. Приймемо

дотичну AB за вісь абсцис, а точку A за початок відліку абсцис. Пряма AO буде віссю ординат з початком відліку також у точці A. Тоді положення точок на кривій можна визначити за допомогою прямокутних координат $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \ldots$. Але спочатку потрібно знайти кут φ, що відповідає заданій дузі k.

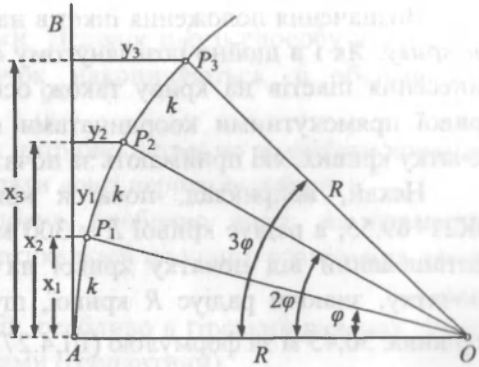


Рис. III.4.13. Розмічування колової кривої способом прямокутних координат

Очевидно, що

$$\frac{\varphi}{k} = \frac{360^\circ}{2\pi R}. \qquad \text{(III.4.26)}$$

Звідси

$$\varphi = \frac{k}{R} \cdot \frac{180^\circ}{\pi}. \qquad \text{(III.4.27)}$$

З *рис. III.4.13* $\frac{x_1}{R} = \sin\varphi$. Отже,

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= R\sin\varphi \\ y_1 &= R - R\cos\varphi = R(1-\cos\varphi) = 2R\sin\frac{\varphi}{2} \end{aligned}\right\}; \qquad \text{(III.4.28)}$$

$$\left.\begin{aligned} x_2 &= R\sin 2\varphi \\ y_2 &= R - R\cos 2\varphi = R(1-\cos 2\varphi) = 2R\sin\varphi \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.4.29)}$$

Визначення положення точок на місцевості за цими координатами зводиться до відкладання мірною стрічкою від точки A у напрямку дотичної AB абсцис x_1, x_2,… а також побудови екером перпендикулярів до AB і відкладання рулеткою ординат y_1, y_2,…. Розмічування кривої до середини ведуть від початку, а потім від кінця кривої. Обчислення координат за формулами (III.4.28), (III.4.29) виконують на практиці за допомогою таблиць розмічування колових кривих [3]. У таблицях часто замість абсциси подана різниця "крива без абсциси", тобто крива мінус абсциса. В таких випадках, щоб одержати на дотичній кінець абсциси, відкладають від точки A вперед довжину кривої, а відступають назад на величину "кривої без абсцис". Точки P_1, P_2, P_3, ... на кривій за цим способом отримаємо незалежними одна від одної. Тому похибки в положенні точок не накопичуються. В цьому перевага способу.

На основі *рис. III.4.13* найпростіше пояснити, як виносяться пікети на криву. Оскільки пікетаж розмічається по ламаній лінії, а споруда (наприклад, автострада) складається з прямих відрізків і кривих вставок, то деякі пікетні точки необхідно винести з ламаної на криву.

Визначення положення пікетів на кривій називається ***винесенням пікетів на криву***. Як і в щойно розглянутому способі детального розмічування кривої, винесення пікетів на криву також основане на визначенні положення точок кривої прямокутними координатами відносно дотичних і радіусів у точках початку кривих, які приймають за початок відліків абсцис та ординат.

Нехай, наприклад, початок кривої точка *A* має пікетне значення: ПК21+69.55, а радіус кривої *R* = 300 м. Це означає, що наступний пікет ПК22 розташований від початку кривої на віддалі 100–69,55=30,45 м. Для цього спочатку, знаючи радіус *R* кривої, шукають кут φ, що відповідає дузі, яка дорівнює 30,45 м за формулою (III.4.27). Знаючи φ та *R*, за формулою (III.4.28), знаходять абсцису і ординату шуканої точки. Отже, винесення пікетів на криву виконують так само, як і розмічування кривої.

Розглянемо ще один спосіб детального розмічування кривих.

Спосіб кутів або полярний спосіб

Відомо, що кут утворений дотичною до кола і хордою, дорівнює половині центрального кута, що спирається на дугу кола, обмежену цією хордою.

З трикутника *ABO* (див. *рис. III.4.14*) знаходимо $\frac{S/2}{R} = \sin\frac{\varphi}{2}$ або

$$\sin\frac{\varphi}{2} = \frac{S}{2R}. \qquad \text{(III.4.30)}$$

Отже, половину центрального кута $\frac{\varphi}{2}$, тобто кута між дотичною і хордою, можна знайти за формулою (III.4.30), якщо відома хорда *S* та радіус *R*.

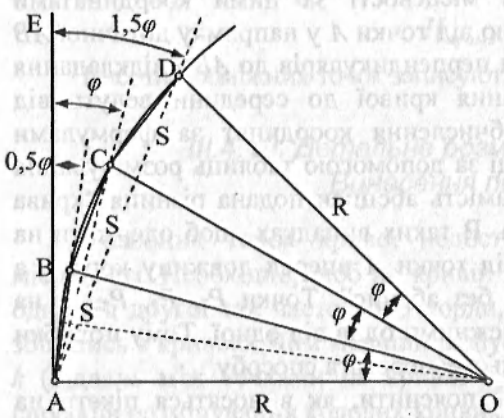


Рис. III.4.14. Розмічування колової кривої способом кутів (полярний спосіб)

Встановлюють теодоліт в точці A і суміщають нуль лімба з нулем алідади.

Відкріпляють лімб і наводять трубу на точку *E*. Від напрямку *AE* відкладають кут $\frac{\varphi}{2}$, а стрічкою у напрямку візирного променя – відрізок S, отримують точку *B* кривої. Потім повертають алідаду на кут φ відносно напрямку *AE*. Сумістивши початок стрічки з точкою *B*, натягують стрічки у напрямку візирної осі труби теодоліта і, відклавши віддаль S від точки *B*, одержують точку *C* кривої і т. д.

У точках *B*, *C*, *D* забивають кілочки. Недолік цього способу в тому, що похибки у визначенні положення точок накопичуються зі збільшенням кількості точок.

Цей спосіб застосовують тоді, коли потрібно детально розмітити криву на насипах або у виїмці і коли важко відкладати довгі перпендикуляри.

Під час будівництва лінійних споруд, особливо доріг, на перегинах рельєфу, щоб не було ламаних ліній у вертикальній площині, розмічують також вертикальні криві.

Крім того, під час будівництва доріг, особливо в гірських районах, застосовують складні криві зі змінними радіусами (серпантини).

Ці питання належать передусім до курсу інженерної геодезії, а не до топографії.

III.4.11. Особливі випадки технічного нівелювання

Розглянемо особливі випадки технічного нівелювання:

1. Передавання висот з одного стрімкого схилу на другий (через яри)

При перетині трасою глибоких ярів, ширина яких понад 100 м, нівелювання ведуть в такій послідовності. При підході до яру, наприклад, до ПК25 (див. *рис. III.4.15*), на якому вже стояла передня рейка, одразу передають висоту на другий бік яру. Другу рейку розміщують, наприклад, на плюсову точку ПК25 + 81, пропускаючи поки що плюсові точки +14, +30, +54, +63. Нівелір встановлюють на станції I. Нехтуючи нерівністю плеч. Точки ПК25 та +81 будуть зв'язувальними. Відлічують чорні та червоні шкали рейок, що стоять в цих точках. Потім задній реєчник встановлює рейку в точки +14, +30. Ці точки нівелюють як проміжні, а їхні висоти визначають за висотою ПК25, попередньо обчисливши горизонт приладу (ГП) на станції I. Після цього нівелір переносять на станцію II. Рейка в точці +30 залишилася на місці і, оскільки висоту її знайдено з нівелювання на станції I, то за нею визначають горизонт приладу на станції II. На станції II відлічують тільки чорні шкали рейок, які встановлено в точках +30, +54, +63. Отже, ці точки нівелюють як проміжні. Як бачимо, станція II – особлива. На цій станції не було зв'язувальних точок. Відлічували тільки чорні шкали рейок.

Потім переходять на станцію III. На цій станції можна виконувати звичайне нівелювання. Тоді точки +81 та ПК26 будуть зв'язувальними.

Дуже стрімкі невеликі ділянки ярів нівелюють за допомогою ватерпаса.

2. Передавання висот через річки завширшки до 300 м.

У такому разі на віддалі 10–20 м від точки *A* та *B* (*рис. III.4.16*) вибирають місця I_1 і I_2, де встановлюють прилад так, щоб приблизно $I_1,A = I_2,B$, а $I_1,B = I_2,A$. На станції I_1 відлічують обидві шкали рейок, встановлених у точках *A* і *B*, візуючи спочатку на точку *A*, а потім, змінивши фокусування труби, на точку *B*.

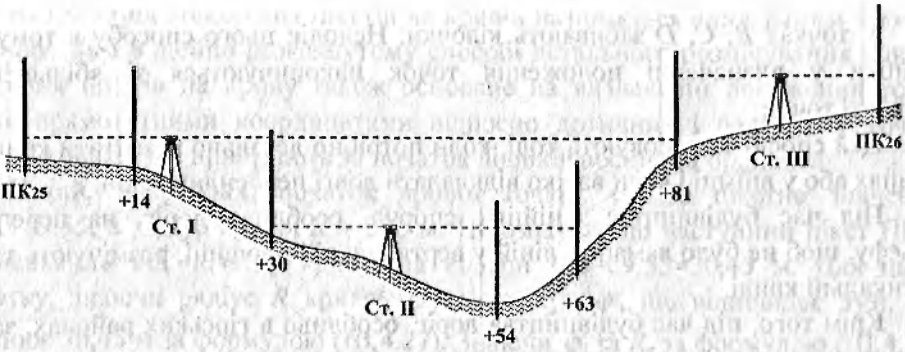


Рис. III.4.15. Нівелювання крутих схилів

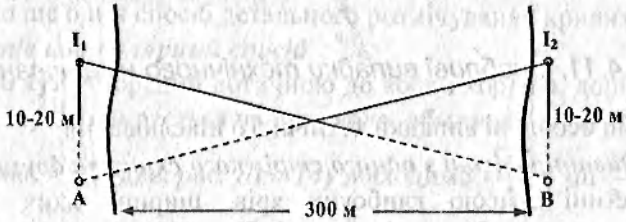


Рис. III.4.16. Передавання висот через водойми завширшки до 300 м

Бажано відлічувати рейку не тільки середнім горизонтальним штрихом сітки ниток, а й верхнім та нижнім. Потім, не змінюючи фокусування труби, на рівні переправляють нівелір на другий бік водойми (річки) і встановлюють його в точці I_2. Спочатку відлічують чорну і червону шкали рейки в точці A, а потім, змінивши фокусування, відлічують чорну і червону шкали рейки, поставленої в точці B.

З трьох відліків, взятих на першій станції (точка I_1) за задною рейкою, що стояла в точці A, знаходять середній відлік a. Так само визначають середній відлік $в$ з трьох відліків рейки, що стояла в точці B. В результаті обчислюють перевищення h на першій станції (в точці I_1) $h' = a - в$. Аналогічно знаходять перевищення на другій станції (в точці I_2) $h'' = a' - в'$.

Розходження цих значень не повинно перевищувати 10 мм на кожні 100 м ширини річки.

За кінцеве значення перевищення приймають середнє арифметичне з двох значень, тобто $h = \frac{h'+h''}{2}$.

Щоб отримати найкращі результати, потрібно передавати висоти тоді, коли мінімально діє вертикальна рефракція. Це буває в періоди доби, коли

температура води і повітря відрізняються найменше. Слід пам'ятати, що закони дії вертикальної рефракції над водною поверхнею інші, ніж над сушею. Прилад потрібно ретельно перевірити (особливо головну умову).

На широких річках (300 м і більше) передавання висот слід виконувати одночасним двостороннім тригонометричним нівелюванням, що дає можливість враховувати дію вертикальної рефракції і досягти точності нівелювання, не нижчої, ніж нівелювання IV класу.

Взимку нівелювання через широкі річки можна виконувати по льоду. Для встановлення рейок у льоді вирубують ями, у які вморожують кілки.

3. Нівелювання через заболочені ділянки.

Якщо траса перетинає заболочені ділянки, то найкраще нівелювати нівелірами з компенсаторами. Рекомендують виконувати нівелювання взимку. Інколи під ніжки штатива та в місцях встановлення рейок забивають товсті та довгі кілки.

III.4.12. Точність технічного нівелювання

Основні похибки технічного нівелювання такі:

1) похибки встановлення візирної осі нівеліра в горизонтальне положення ($m_Г$);

2) особисті похибки спостерігача (похибки відлічування шкали рейки) ($m_В$);

3) похибки нанесення поділок шкал рейки ($m_Д$);

4) приладові похибки (неточне виконання геометричних умов нівеліра) ($m_Н$);

5) похибки за коливання зображень поділок рейки ($m_К$);

6) похибки за вплив вертикальної рефракції (m_r);

7) похибка за нахил рейки (m_p).

Чинна Інструкція [9] для виконання технічного нівелювання рекомендує застосовувати нівеліри за збільшенням зорової труби не менше ніж 20^x та ціною поділки рівня не більше за 45″ на 2 мм, нівеліри зі самовстановлювальною лінією візування, а також теодоліти з компенсатором або з рівнем на трубі. Нормальна довжина променя візування 120 м. За добрих умов видимості та спокійних зображень довжину променя можна збільшити до 200 м.

Приймемо, що для виконання технічного нівелювання використовуватимемо технічний нівелір 2Н-10Л, у якого збільшення зорової труби $\Gamma^x = 23^x$, а ціна поділки циліндричного рівня $\tau'' = 45''$ і під час нівелювання довжина променя становила 200 м.

Користуючись цими даними, визначимо точність технічного нівелювання.

Похибку встановлення візирної осі в горизонтальне положення обчислимо формулою (III.3.10)

$$m''_{\Gamma} = 0{,}15 \cdot \tau'' = 0{,}15 \cdot 45'' = 6{,}75'',$$

бо в міліметрах $m_{\Gamma} = \frac{m''_{\Gamma}}{\rho''} d = \frac{6.75''}{206265''} 200000 = 6{,}54$ мм.

Похибку візування визначимо за формулою (III.3.11)

$$m''_{в} = \frac{60''}{\Gamma^{x}} = \frac{60''}{23^{x}} = 2{,}61'',$$

бо в міліметрах $m_{в} = \frac{m''_{в}}{\rho''} d = \frac{2.61''}{206265''} 200000 = 2{,}53$ мм.

Похибки нанесення поділок шкал рейки допускають 1 мм.

Серед приладових похибок нівеліра, що впливають на точність геометричного нівелювання, найбільша похибка за неточне виконання головної умови. Якщо значення кута i = 10″ і нерівність плеч Δd =10 м, похибка у перевищенні буде

$$m_{н} = \Delta S \cdot \frac{i''}{\rho''} = 10000 \text{ мм} \cdot \frac{10''}{206265''} = 0{,}5 \text{ мм}.$$

Коливання зображень поділок шкали рейки, викликане турбулентністю атмосфери, збільшує похибку відліку (m_B = 1,5 мм) за спокійного стану зображень приблизно на таку саму величину, тобто m_K =1,5 мм.

Вертикальна рефракція r, якщо довжина плеча 200 м, може призвести до похибки у відліку до 2,5 мм. Однак ця похибка з тим самим знаком діє і на відлік другої рейки. На перевищення діє тільки диференціальна частина рефракції, яка може досягати $m_{\Delta r}$ =0,5 мм. Але якщо усі інші похибки є випадковими, то диференційна рефракція діє як систематична похибка. Через вказані особливості треба враховувати дію похибки рефракції не на відлік, а на перевищення.

Величину похибки за нахил рейки (m_p) обчислимо за формулою [14]

$$m_P = \frac{h \cdot \nu^2}{2 \cdot \rho^2}, \qquad \text{(III.4.31)}$$

де h – висота візирного променя над п'яткою рейки; ν – кут відхилення рейки від прямовисної лінії; $\rho = 57{,}3°$.

Якщо прийняти, що в середньому $h = 2000$ мм, $\nu = 2°$, то $m_P = 1{,}22$ мм.

Загальну величину випадкових похибок знайдемо як суму їхніх квадратів

$$m_{заг} = \sqrt{m_{\Gamma}^2 + m_B^2 + m_Д^2 + m_K^2 + m_H^2 + m_P^2}. \qquad \text{(III.4.32)}$$

Отже, похибка у визначенні перевищення становитиме

$$m_{заг} = \sqrt{6{,}54^2 + 2{,}53^2 + 1{,}0^2 + 0{,}5^2 + 1{,}22^2} = 7{,}2 \text{ мм}.$$

Похибка перевищення m_h (поки що без урахування впливу вертикальної рефракції) буде $m_h = m_{заг} \cdot \sqrt{2} = 10{,}2$ мм.

Сумарна похибка з урахуванням впливу вертикальної рефракції на 1 км нівелірного ходу для n станцій буде

$$m_{сум}^2 = m_h^2 \cdot n + m_{\Delta r}^2 \cdot n. \qquad \text{(III.4.33)}$$

Якщо для плечей нівелювання 200 м кількість станцій на 2 км ходу дорівнює 5, то на основі формули (III.4.33) отримаємо

$$m_{сум} = \sqrt{10{,}2^2 \cdot 5 + 0{,}5^2 \cdot 5} = 22{,}8 \text{ мм}.$$

Приймаючи усі шість похибок як середні квадратичні і переходячи до граничних похибок, матимемо допустиму нев'язку на 2 км ходу

$$f_{h_{доп}} = 22{,}8 \cdot 3 = 68{,}4 \text{ мм}.$$

Тоді для ходу, довжина якого L = 1 км, одержимо допустиму нев'язку

$$f_{h_{ходу}} = \frac{68{,}4}{\sqrt{2}} = 48{,}4 \approx 50 \text{ мм} \sqrt{L, км},$$

$$f_{h_{ходу}} = 50 \text{ мм} \cdot \sqrt{L, км}. \qquad \text{(III.4.34)}$$

Саме таку нев'язку інструкція з технічного нівелювання вважає допустимою.

III.4.13. Побудова профілю траси. Основні вимоги до проведення проектної лінії

Профіль траси (див. *рис. III.4.17*) будують на міліметровому папері здебільшого в масштабах: горизонтальний – 1:2 000, вертикальний – 1:200. Спочатку олівцем викреслюють сітку профілю за розмірами, наведеними в табл. III.4.3.

Таблиця III.4.3

Назви та розміри граф сітки профілю

Номер графи	Назва графи	Ширина графи, см
1	Ухили та віддалі	1,0
2	Проектні висоти	1,5
3	Висоти землі	1,5
4	Пікети та віддалі	1,0
5	Прямі та криві	3,0
6	План траси	2,0

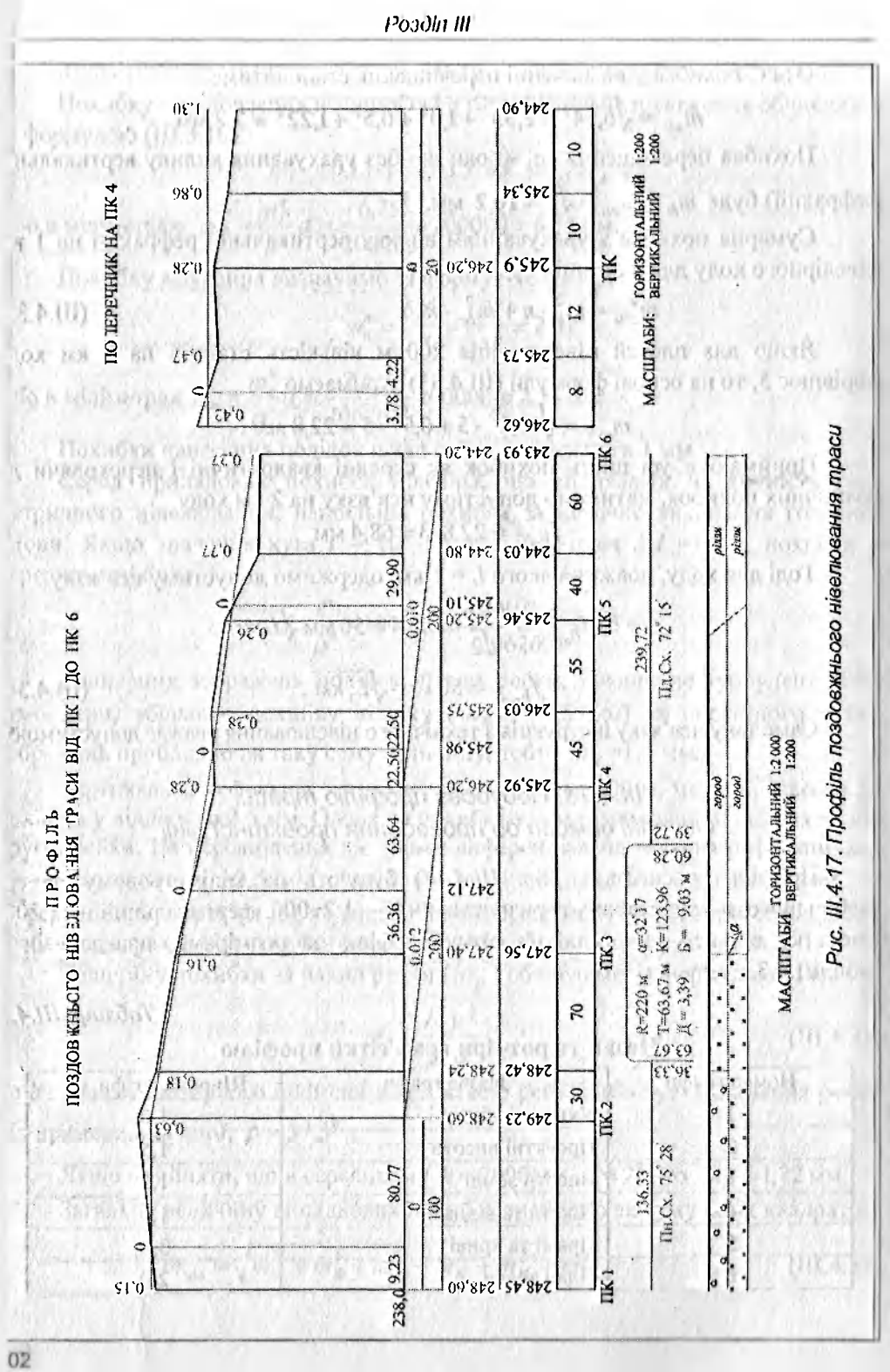


Рис. III.4.17. Профіль поздовжнього нівелювання траси

Заповнення сітки профілю починають із графи 4, фіксуючи у масштабі 1:2 000 положення пікетів та плюсових точок вертикальними рисками. Номери пікетів вписують у графу 5 за їх зростанням.

Висоти пікетних та проміжних точок вибирають із журналу, заокруглюють їхнє значення до сантиметрів і вписують у графу 3 (вертикально).

Верхню лінію графи 1 приймають за лінію умовного горизонту. Висоту умовного горизонту вибирають такою, щоб найнижча точка профілю була розташована вище від лінії умовного горизонту на 4–5 см. Від умовного горизонту в масштабі 1:200 відкладають висоти H_i пікетних і плюсових точок. Відмічають їх точками та прокреслюють від них перпендикуляри до лінії умовного горизонту. Усі нанесені точки послідовно з'єднують, в результаті отримуючи лінію профілю поверхні землі.

Побудова проектної лінії

Під час будівництва лінійних інженерних споруд для ефективнішої їх експлуатації потрібно виконати земляні роботи, пов'язані з перетворенням (згладжуванням) рельєфу місцевості. Для цього на окремих ділянках профілю траси проектують прямі відрізки відповідних ухилів. Ухили проектують з урахуванням технічних умов на експлуатацію лінійних інженерних споруд, їхнього характеру та особливостей рельєфу місцевості.

Основні вимоги до побудови проектної лінії:

1) ухили на окремих ділянках траси не повинні перевищувати допустимих, а точки зміни ухилів мають збігатися з пікетними або плюсовими точками профілю;

2) об'єм земляних робіт на окремих ділянках траси повинні бути приблизно однакові, тобто треба, щоб виконувався баланс земляних робіт, а загальний їхній об'єм на трасі відповідав умові:

$$V_{насипу} \sim V_{виїмки} = min; \qquad (III.4.35)$$

3) між спусками та підйомами на трасі необхідно проектувати горизонтальні ділянки, довжина яких не менша за 100 м.

Проектування на профілі починають із вибору проектних висот на кінцях вибраних відрізків. Висоти цих точок беруть графічно безпосередньо з профілю з точністю до 0,1 м (0,5 мм на профілі) й обчислюють попередньо ухил проектної лінії відрізка за формулою

$$i = \frac{h}{d}, \qquad (III.4.36)$$

де h – перевищення між кінцями вибраного відрізка траси; d – його довжина.

Проектний ухил визначають до тисячної частки (проміле).

Приклад. Нехай висоти (зняті з профілю) кінців запроектованого відрізка між ПК2 та ПК4 завдовжки d=200 м становлять $H_{ПК2}$ = 248,60, $H_{ПК4}$ = 246,30.

оді перевищення буде $h' = H_{ПК4} - H_{ПК2} = -2{,}30$ м. Розрахуємо ухил i на цьому дрізку d:

$$i = \frac{-2.30}{200} = -0{,}0115.$$

Для зручності й точності розрахунків одержаний ухил змінимо так, щоб ого значення передавалось цілою тисячною, тобто заокруглимо до парного ачення ($i = -0.012$). Тоді перевищення між кінцями запроектованого відрізка а такого ухилу повинно бути

$$h = i \cdot d = -0{,}012 \times 200 = -2{,}40 \text{ м}.$$

Для цього змінимо одну із проектних висот (як правило, передню) на 0,10 м. Отже, проектна висота $H_{ПК4}$ буде не 246,30 м, а 246,20 м.

Аналогічно визначають висоти кінців усіх проектних відрізків та бчислюють їхні ухили.

У графі 1 профільної сітки позначають вертикальними прямими точки міни напряму та величини ухилів. В утворених прямокутниках проводять рямі, нахил яких залежить від знака ухилу. Над ними виписують значення хилу в тисячних частках, а під ними довжину траси, на якій діє цей ухил.

Маючи проектні висоти кінців проектного відрізка, знаходять проектні висоти усіх точок профілю на цьому відрізку траси за формулою

$$H_{пр.i} = H_{пр.поч} + d_i \cdot i, \qquad \text{(III.4.37)}$$

е $H_{пр.поч}$ – проектна висота початку відрізка з ухилом i; d_i – відстань від очатку відрізка до точки, висоту якої обчислюють. Проектні висоти записують у графу 2 над відповідними точками траси. Для відрізків із нульовим ухилом роектні висоти записують тільки на їх кінцях.

III.4.14. Червоні та чорні висоти, точки нульових робіт, робочі висоти. Визначення горизонтальних віддалей до точок нульових робіт

На профілях висоти пікетів та плюсових точок, числові значення яких азиваються позначками, прийнято виписувати на профілі чорним кольором. Тому ці числові значення висот називаються ***чорними висотами,*** на відміну від висот проектної лінії. Висоти проектної лінії називають ***червоними висотами***.

Проектну лінію наносять на профіль згідно з ухилом, що вибрав проектант, який не повинен перевищувати допустимий ухил $i_{доп}$. Якщо проектна, тобто червона висота початкової точки траси задана (відома), то червону висоту наступної проектної точки знаходять за формулою (III.4.37), тобто висота наступної точки проектної лінії дорівнює висоті попередньої точки плюс добуток горизонтальної віддалі між цими точками на проектний ухил на цьому

відрізку траси. За цією формулою можна обчислити червоні висоти усіх точок проектної лінії траси.

Різниці між червоною та чорною висотами у пікетних та плюсових точках профілю називають ***робочими висотами.*** Вони показують глибину виїмки або висоту насипу грунту у пікетних та плюсових точках. Їх записують на профілі червоним кольором. Робочі висоти, що відповідають насипу, пишуть над проектною лінією, а ті, що відповідають виїмці, – під проектною лінією.

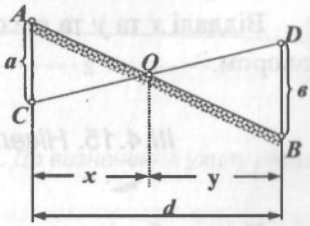


Рис. III.4.18. Визначення відстаней до точки нульових робіт

Точки, де лінія профілю траси перетинається з проектною лінією (див. *рис. III.4.17*), називаються ***точками нульових робіт***. Тобто в таких точках земляних робіт не виконують. Ці точки виникають тільки в результаті проведення проектної лінії на профілі. На місцевості вони не позначені. Проте під час будівництва лінійної споруди потрібно знати положення таких точок на місцевості, тобто відстань до точки нульових робіт (точки *O*) від найближчих точок профілю, закріплених на місцевості (пікетних, плюсових), а також висоту точки нульових робіт.

Нехай на місцевості (*рис. III.4.18*) закріплені точки *A* і *B* профілю, висоти яких відомі з нівелювання, а також відомі висоти проектної лінії у цих точках (тобто висоти точок *C* і *D*). Знаючи висоти точок, можна знайти перевищення *a* і *в*.

З подібності трикутників *AOC* і *DOB* можемо записати пропорцію $\frac{x}{a} = \frac{y}{в}$.

Звідси $x = y \cdot \frac{a}{в}$. Але згідно з *рис. III.4.18*

$$y = d - x. \qquad \text{(III.4.38)}$$

Тоді $x = (d - x) \cdot \frac{a}{в}$. Розкривши дужки та згрупувавши подібні члени, отримаємо

$$x = d \cdot \frac{a}{a + в}. \qquad \text{(III.4.39)}$$

Аналогічно можна знайти відстань *y* від точки нульових робіт до точки B за формулою

$$y = d \cdot \frac{в}{a + в}. \qquad \text{(III.4.40)}$$

У формулах взято абсолютні значення перевищень *а* і *в*.

Проконтролювати правильність обчислень відстаней *x* та *y* можна за ормулою

$$d = x + y. \qquad \text{(III.4.41)}$$

Знаючи відстані *x* або *y*, ухил *i* проектної лінії на цьому відрізку та роектні висоти точок *C* і *D*, можна за формулою (III.4.37) знайти висоту точки ульових робіт.

Віддалі *x* та *y* та висоти точок нульових робіт записують на профілі синім ольором.

III.4.15. Нівелювання рік. Знімання живих перерізів та визначення ухилу рік

Перед будівництвом гідротехнічних споруд попередньо виконують нженерно-геодезичні вишукування енергетичних ресурсів річок. Насамперед изначають живий переріз річки, швидкість течії, витрату води.

Живим перерізом річки називають площу поперечного перерізу одотоку. Для цього на берегах річки встановлюють два стовпи, до яких ріпиться трос, що перекидається через річку. На тросі через 5–10 м фарбою облять позначки. Трос слугує не тільки для вимірювання відрізків 5–10 м, але і для утримування під тросом човна, прив'язаного до троса ланцюгом так, щоб човен можна було переміщати вздовж створу поперечного перерізу річки водоймища). Інколи натягують два троси – окремо трос з поділками і трос для утримування човна в створі.

Через кожні 5–10 м (див. *рис. III.4.19*) вимірюють глибину річки довгою, круглою жердиною або лотом (трос з поділками, до якого прив'язаний вантаж). Відмічають також у створі троса точки берегової лінії (точки 1 та *n*). В точках 2, 3, …, *n*–1 вимірюють глибини (відстані по прямовисній від поверхні води до дна водойми).

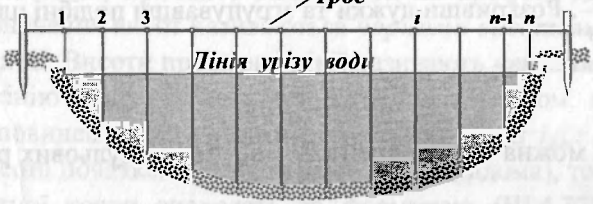


Рис. III.4.19. Схема вимірювання глибин у створі поперечного перерізу річки

На великих річках глибини вимірюють ехолотом: взимку з льоду, а влітку – з судна (катера), що рухається. Його скеровують з берега двома теодолітами (тахеометрами), встановленими, наприклад, у точках *A* та *C* (див. *рис. III.4.20*).

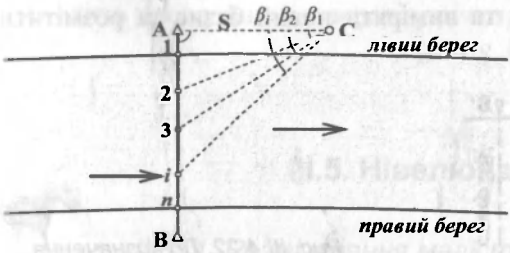


Рис. III.4.20. Схема розмічування точок створу за допомогою двох теодолітів

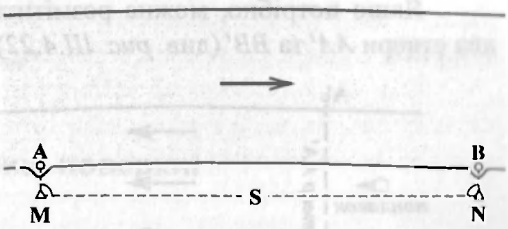


Рис. III.4.21. До визначення ухилу річки

З точки *A* за допомогою теодоліта спрямовують катер у створі *AB*, а з точки *C*, будуючи теодолітом кути $\beta_1, \beta_2, \beta_i$, катер встановлюють у потрібну точку. Саме в цих точках і вимірюють глибину річки. Потім у великому масштабі будують профіль дна і проводять лінію урізу води. Користуючись планіметром, вимірюють площу *P* водотоку.

Для визначення ухилу поверхні води (ухилу річки) вздовж берега на прямих ділянках річки будують базис *MN* та вимірюють його довжину *S* (див. *рис. III.4.21*). На рисунку напрямок течії показано стрілкою. На кінцях базису будують перпендикуляри однакової довжини і в точках *A* і *B* забивають кілки так, щоб їх торці виступали над поверхнею води.

Проклавши нівелірний хід між точками *A* і *B*, знаходять перевищення *h* та висоти H_A та H_B торців кілків.

Після цього два спостерігачі, звіривши годинники, в один фізичний момент вимірюють лінійками з міліметровими поділками віддалі (l_A та l_B) від верхнього зрізу кілків до води. Тоді висоти поверхні води в точках *A* та *B* дорівнюватимуть

$$\left.\begin{aligned} H_{A_0} &= H_A - l_A \\ H_{B_0} &= H_B - l_B \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.4.42)}$$

Звідси

$$tg\nu = i = \frac{H_{A_0} - H_{B_0}}{S}. \qquad \text{(III.4.43)}$$

Зазначимо, що в різних частинах річки ухил може бути різним.

III.4.16. Визначення швидкості течії річок та витрати води

Швидкість течії річки слід визначати одночасно з визначенням ухилів річок, використовуючи для цього базис, виміряний вздовж берега річки.

Якщо потрібно, можна розмітити та виміряти новий базис та розмітити два створи *AA'* та *BB'* (див. *рис. III.4.22*).

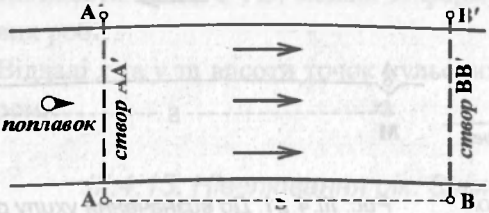


Рис. III.4.22. До визначення швидкості течії річки

Вище від верхнього створу на воду спускають поплавок і фіксують час t_1 та t_2, за який верхній поплавок проходить *AA'* та нижній *BB'* створи. Тоді поплавок пропливає віддаль *S* за час $\Delta t = t_2 - t_1$.

Швидкість течії – це відстань, яку пропливає поплавок за 1 секунду. Її можна обчислити за формулою

$$\upsilon = \frac{S}{\Delta t}. \qquad \text{(III.4.44)}$$

Але швидкість води в руслі річки не є однаковою. Найбільшу швидкість має поверхня води посередині річки. Швидкість течії зменшується з наближенням до берегів та з глибиною, що спричинено тертям водного потоку до ґрунту дна. Тому потрібно визначати середню швидкість $\upsilon_{сер}$ течії річки. Для цього спочатку опускають поплавки на різних віддалях від берегів та вимірюють час, за який вони пропливають між створами.

Для визначення швидкості течії на глибині використовують зв'язку поплавків. Найпростіша зв'язка поплавків – це дві скляні колби, зв'язані шнуром, довжину *l* якого можна змінювати. Верхній поплавок, заповнений водою частково, пливе на поверхні води, а нижній, наповнений водою повністю, – розтягує шнур і пливе на глибині. Така зв'язка рухатиметься із середньою швидкістю

$$\upsilon_{сер} = \frac{\upsilon_{пов} + \upsilon_{глиб}}{2}. \qquad \text{(III.4.45)}$$

Тому $\upsilon_{пов} + \upsilon_{глиб} = 2\upsilon_{сер}$. Звідси

$$\upsilon_{глиб} = 2\upsilon_{сер} - \upsilon_{пов}. \qquad \text{(III.4.46)}$$

Оскільки швидкість $\upsilon_{пов}$ на поверхні води відома, знаходять швидкість течії на різних глибинах, змінюючи довжину зв'язки *l*. Усереднюючи усі

значення швидкостей на різних глибинах, можна знайти середню швидкість $\upsilon_{сер}$ течії у річці.

Витратою води називається об'єм води в кубічних метрах, яка проходить площу живого перерізу річки за 1 с

$$W = S \cdot \upsilon_{сер}. \qquad \text{(III.4.47)}$$

III.5. Нівелювання поверхні

III.5.1. Розмічування магістралей та сітки квадратів

Нівелювання поверхні – один із видів топографічного знімання, яке виконують на місцевості із слабовираженим рельєфом для складання великомасштабних планів. Нівелювання поверхні дає змогу точніше визначити висоти точок поверхні.

Для отримання плану вузької смуги посередині ділянки (вздовж смуги) розмічують ***магістраль***. Перпендикулярно до магістралі за допомогою теодоліта і мірної стрічки розмічують поперечники на характерних точках рельєфу та пікетних точках. На поперечниках, як і на магістралі, закріпляють кілочками усі перегини рельєфу місцевості.

До порядкового номера точки поперечника приєднують позначення пікетних і плюсових точок. Тоді легко з'ясувати, до якого поперечника та до якої точки на магістралі відноситься точка. Крім того, ведуть зарис, на якому записують віддалі між точками на поперечниках. На *рис. III.5.1* показано частину магістральної лінії від ПК5 до ПК6 та чотири поперечники на: ПК5, ПК5+32, ПК5+67, ПК6.

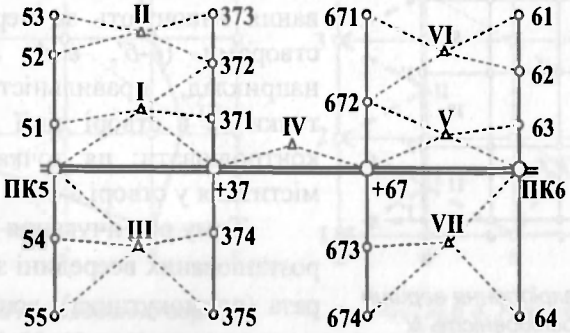


Рис. III.5.1. Схема нівелювання точок магістралі та поперечників

Точки магістралі нівелюють, як звичайно під час поздовжнього технічного нівелювання. Нівелюють або кожний окремо поперечники, або одночасно два, або більше. На *рис. III.5.1* показано одночасне нівелювання двох поперечників. Важливо не порушити зв'язок з висотами пікетів та плюсових точок на магістралі. Станції на *рис. III.5.1* позначено трикутниками і пронумеровано римськими цифрами. Відліки рейок записують у журнал нівелювання.

Під час нівелювання значних площ, у місцях майбутньої забудови міст, аеродромів та аеропортів тощо нівелювання площ зазвичай виконують ***у вершинах квадратів***. У цьому разі точки, що нівелюють, розподілені рівномірно на всій площі. Їх закріплюють на місцевості у вершинах квадратів. Довжини сторін квадратів залежать від рельєфу та масштабу плану.

Для розмічування квадратів потрібно побудувати спочатку зовнішній полігон – великий квадрат або прямокутник. Для цього на місцевості закріплюють точку 1 та напрямок 1-*А* (див. *рис. III.5.2*), вздовж якого від точки 1 відкладають сталевою стрічкою довжини сторін квадратів і закріплюють точки 2, 3, 4, 5. Потім над точками 1 та 5 послідовно встановлюють теодоліт, відкладають від напрямку 1-5 прямі кути і будують перпендикуляри до лінії 1-В (напрямки 1-*В* і 5-*С* відповідно). Потім на цих перпендикулярах відкладають стрічкою довжини сторін квадратів від точок 1 і 5 і отримують точки *б*, *в*, *г*, *д*, *е*, та точки *б'*, *в'*, *г'*, *д'*, *е'* відповідно.

Для контролю вимірюють лінію *е-е'*, яка має дорівнювати лінії 1-5. Допускається розходження, не більше за 1:2000. Якщо ця умова не виконується, уточнюють розмічування квадратів. Якщо ж умова виконується, то вершини великого квадрата (прямокутника) закріплюють ґрунтовими реперами, а всі інші вершини квадратів – кілочками.

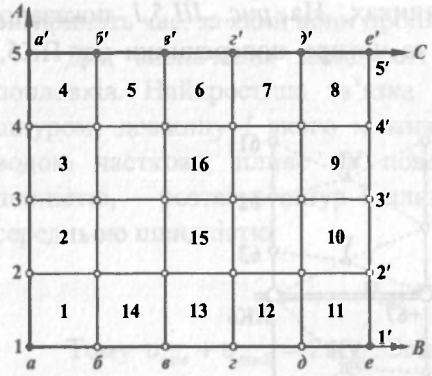


Рис. III.5.2. Схема закріплення вершин квадратів та послідовність їх нівелювання

Вершини квадратів всередині великого квадрата (прямокутника) можна розмічувати промірами з віхи на віху в створах 2-2', 3-3', 4-4'. Контроль розмічування виконують за перпендикулярними створами (*б-б'*, *в-в'*, *г-г'*, *д-д'*). Так, наприклад, правильність розташування точки 3*в* в створі лінії 3-3', можна проконтролювати: ця точка також повинна міститися у створі *в-в'*.

Тому розмічування вершин квадратів розташованих всередині зовнішнього квадрата (прямокутника), доцільно виконувати одночасно двома теодолітами, а стрічкою лише контролювати розмічування.

Поряд з кілочком, яким закріплена вершина квадрата, забивають кілок-сторожок, на якому роблять надпис, що позначає назви ліній, на перетині яких розміщена ця точка. Наприклад, 2*в*, 4*д* і т. д. Ці надписи і є назвами вершин квадратів.

Одночасно з побудовою квадратів та закріпленням їхніх вершин виконують знімання ситуації (переважно методом перпендикулярів). Отримані результати записують на зарисі.

III.5.2. Виконання нівелювання поверхні

Залежно від довжин сторін квадратів, рельєфу, розмірів ділянки можна виділити такі способи нівелювання вершин квадратів:

I. Якщо сторони квадратів великі (наприклад 200 м), то потрібно виконувати послідовне нівелювання окремими нівелірними ходами (*рис. III.5.2*). Спочатку прокладають зімкнутий нівелірний хід між точками 1*а*, 5*а*, 5*е*, 1*е*, 1*а*. Потім, наприклад, прокладають ходи вздовж ліній 1*б*-5*б*, 1*в*-5*в*, 1*г*-5*г*, 1*д* -5*д*. Завдяки такому нівелюванню усі вершини квадратів будуть зв'язувальними. Під час опрацювання результатів нівелювання мережу нівелірних ходів врівноважують.

II. Якщо довжини сторін квадратів 50–100 м, тоді нівелювання вершин квадратів виконують у такий спосіб: прокладають зімкнутий нівелірний хід так, щоб його зв'язувальними точками були деякі вершини квадратів, а інші були проміжними точками. Важливо, щоб усі вершини квадратів були заніве-льованими. Схема розташування станцій такого нівелювання вершин квадратів показана на *рис. III.5.4*.

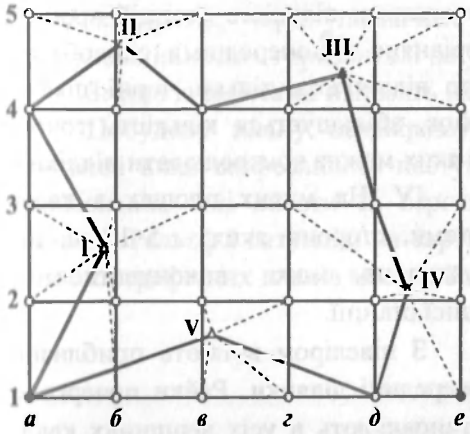


Рис. III.5.3. Схема нівелювання вершин квадратів (4а, 4в, 3д, 1д – зв'язувальні, інші –проміжні)

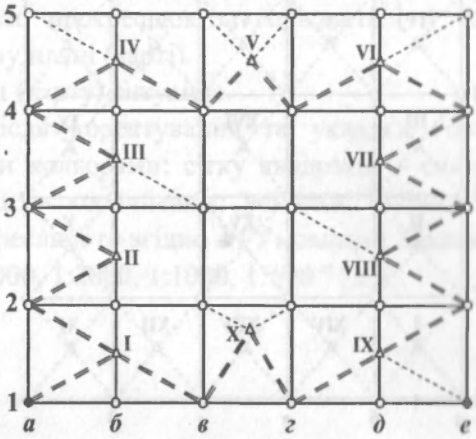


Рис. III.5.4. Нівелювання вершин квадратів. Частина вершин – зв'язувальні точки, інші – проміжні

Кількість станцій та зв'язувальних точок залежно від довжин сторін вадратів та рельєфу може змінюватися. Так, на *рис. III.5.3*, показано нівелірний ід з п'яти станцій, а на *рис. III.5.4* – з десяти.

III. Нівелір встановлюють всередині кожного зовнішнього квадрата оверхні, яка нівелюється. Реєчник встановлює рейку у чотирьох вершинах вадрата. Рейки відлічують тільки за чорною шкалою.

Під час нівелювання поверхні окремими квадратами (*рис. III.5.5*) журнал е ведуть. Відліки записують на схемі всередині квадратів, біля вершин. У вадратах, вершини яких пронівельовані із сусідніх квадратів, нівелювання не иконують (на *рис. III.5.5* – це чотири квадрати). Завдяки такому нівелюванню ожна контролювати відліки рейок: на спільній для двох квадратів стороні суми іагонально протилежних відліків повинні бути рівні.

Нехай відліки рейок, взяті з першої станції у вершинах квадратів 2*а* і 2б, орівнюють a_1 і $б_1$, а відліки рейок у цих вершинах квадратів, взяті з другої танції – a_2 і $б_2$. Перевищення між вершинами квадратів 2*а* і 2б отримаємо двічі

$$\left.\begin{aligned} h &= a_1 - б_1 \\ h &= a_2 - б_2 \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.5.1)}$$

ому

$$a_1 - б_1 = a_2 - б_2, \qquad \text{(III.5.2)}$$

бо

$$a_1 + б_2 = a_2 + б_1. \qquad \text{(III.5.3)}$$

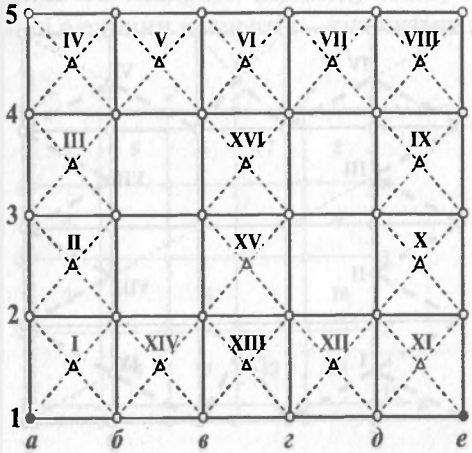


Рис. III.5.5. Нівелювання вершин квадратів. Нівелір встановлюють всередині квадратів

У разі нівелювання окремими квадратами кількість станцій зростає порівняно з попередніми способами, зате відлічують тільки чорні шкали рейок, збільшується кількість точок, на яких можна контролювати відліки.

IV. На малих площах з квадратами, сторони яких – 5–10 м, нівелювання може виконуватися з однієї станції.

З нівеліром встають приблизно посередині ділянки. Рейки почергово встановлюють в усіх вершинах квадратів і відлічують тільки їхню чорну шкалу. Журнал нівелювання у такому разі не ведуть. Відліки записують на

схемі нівелювання. Висоти усіх вершин квадратів обчислюють через горизонт приладу (*ГП*). Для цього достатньо мати висоту хоча б однієї вершини квадратів, наприклад, точки $1a - H_{1a}$.

Нехай відліки в точках 1*а*, 1*б*, 1*в* дорівнюють a_1, a_2, a_3 відповідно. Тоді

$$ГП = H_{1a} + a_1 . \qquad (III.5.4)$$

Відповідно висоти точок $H_{1б}$, $H_{1в}$ будуть $H_{1б} = ГП - a_2$, $H_{1в} = ГП - a_3$.

Зазначимо, що такий спосіб нівелювання вершин квадратів – безконтрольний. Якщо ж необхідний контроль, тоді слід відлічувати чорну та червону шкали рейки у кожній вершині квадратів. При цьому різниці відліків червоної і чорної шкал рейки у кожній точці мають бути постійними величинами і змінюватися можуть в межах точності вимірювань, тобто не більше за 5 мм.

III.5.3. Складання плану нівелювання поверхні

План (карту) поверхні за результатами нівелювання вершин квадратів складають на аркуші креслярського паперу. Спочатку в заданому масштабі, згідно з польовою схемою будують сітку квадратів, наносять плюсові точки і біля кожної точки і вершини квадратів з журналу виписують їхню висоту, заокруглену до 0,01 м.

По сторонах квадратів і також по діагоналях квадратів, але тільки тих, що вказані на схемі стрілками, інтерполюють (одним із способів, описаних у розділі III.1.6) горизонталі. Виконавши інтерполювання вздовж сторін одного-двох квадратів, через позначені точки прокреслюють горизонталі і так поступово наносять горизонталі на усьому плані (карті).

Згідно із зарисами наносять на план (карту) ситуацію.

Побудову плану перевіряють. Після коректування та укладки горизонталей план викреслюють наступними кольорами: сітку квадратів – синім; горизонталі, їхні висоти та бергштрихи – коричневим; усі інші підписи – чорним. Рельєф і ситуацію на карті викреслюють згідно з "Умовними знаками для топографічних планів масштабів 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500" [27].

IV. ТАХЕОМЕТРИЧНЕ ЗНІМАННЯ

IV.1. Основні формули та прилади тахеометричного знімання

IV.1.1. Суть тахеометричного знімання

Якщо горизонтальне знімання дає змогу визначати планове, а геометричне нівелювання – висотне положення точок місцевості, то за допомогою тахеометричного знімання можна одночасно встановити як планове, так і висотне положення цих точок.

В основу тахеометрії покладено ідею, що полягає в тому, щоб отримати просторове положення точки місцевості одним візуванням (наведенням) труби приладу на цю точку. Виконуючи таке візування, вимірюють віддаль від тахеометра до точки, горизонтальний та вертикальний кути.

Слово "тахеометрія" дослівно означає швидке вимірювання, швидке знімання. Вдосконаливши процес вимірювання ліній, вдалось зробити швидшим тахеометричне знімання. Саме завдяки застосуванню віддалемірів зросла продуктивність праці, ефективність і якість знімальних робіт. З появою електронних тахеометрів з'явилась можливість повністю автоматизувати як польові, так і камеральні роботи.

Фактично під час виконання тахеометричного знімання планове положення точок визначають переважно полярним методом, а висотне – нівелюванням нахиленим візирним променем, яке називають ***тригонометричним нівелюванням***.

Нехай над точкою 1 з відомими координатами зцентровано тахеометр, а лімб тахеометра встановлено горизонтально і зорієнтовано за напрямком 1-2 (*рис. IV.1.1*).

Зорієнтувати тахеометр за деяким напрямком (наприклад, 1-2) означає встановити горизонтальний круг (лімб) приладу так, щоб, у разі наведення зорової труби на точку 2, відлік горизонтального круга дорівнював $0^{\circ}00{,}0'$. Значення поділок на крузі збільшуються за ходом годинникової стрілки від 0° до 360°.

Нехай на місцевості маємо точки 11, 12, 13, ... 1i (перша цифра означає номер пункта, над яким встановлено тахеометр, друга – порядковий номер точки), планове положення якої потрібно визначити. Для цього над нею встановлюють тахеометричну рейку (можна нівелірну). Тому таку точку називають рейковою, або, як у нівелюванні, пікетною.

Встановивши лімб нерухомо, відкріплюють алідаду і наводять вертикальною ниткою (центром бісектора) сітки ниток зорову трубу на рейку, розміщену в точці 11. Відлічують горизонтальний круг. Відлік дорівнюватиме куту β_{11}. Віддаленіром вимірюють віддаль S_{11} і обчислюють її горизонтальну проекцію d_{11}. Цих даних достатньо, щоб на папір, де вже позначено станції (пункти 1 та 2), нанести шукану точку 11. Справді, якщо за допомогою транспортира відкласти кут $\hat{\beta}_{11}$, а вздовж цього напрямку в масштабі плану від пункта 1 відкласти віддаль d_{11}, то отримаємо на плані положення пікетної точки 11. Аналогічно визначають положення точок 12, 13, ..., 1і. Тепер залишається знайти висоти пікетів 11, 12, 13, ..., 1і. Для цього достатньо знайти перевищення цих пікетів відносно висоти тахеометра на станції 1.

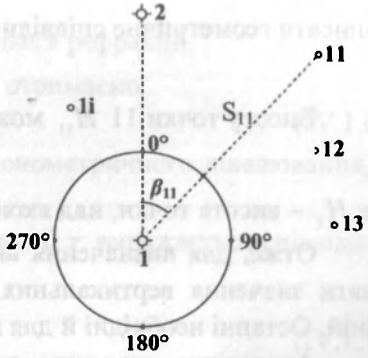


Рис. IV.1.1. Визначення полярним методом планового положення точки 11

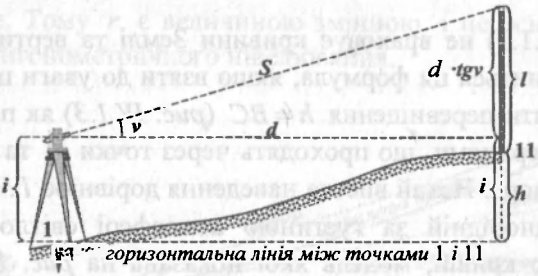


Рис. IV.1.2. Визначення перевищення між точками з тригонометричного нівелювання

Пояснимо суть визначення перевищення нахиленим променем (тригонометричним нівелюванням). На *рис. IV.1.2* показано вертикальний розріз місцевості по лінії 1-11. Над точкою 1 центрують тахеометр, трубу якого наведено на відлік рейки *l*. Рейку встановлено вертикально на пікеті 11. Рулеткою вимірюють висоту тахеометра. ***Висотою тахеометра*** (приладу) називають висоту осі обертання зорової труби над точкою 1. Її позначають буквою *i*. Довжину лінії від тахеометра до точки вимірюють віддаленіром. Відлічують вертикальний круг тахеометра і обчислюють кут нахилу ν_i. Достатньо, як і для вимірювання горизонтальних кутів β_i, відлічити один раз вертикальний круг теодоліта при КЛ.

З трикутника INM маємо: $MN = d \cdot tg\nu$. Безпосередньо з *рис. IV.1.2* можна писати геометричне співвідношення: $h + l = d \cdot tg\nu + i$. Звідси

$$h = d \cdot tg\nu + i - l. \qquad \text{(IV.1.1)}$$

Висоту точки 11 H_{11} можна визначити за формулою

$$H_{11} = H_1 + h, \qquad \text{(IV.1.2)}$$

H_1 – висота точки, над якою встановлено тахеометр (висота станції).

Отже, для визначення висот з тригонометричного нівелювання потрібно мати значення вертикальних кутів (кутів нахилу) і горизонтальні довжини ній. Останні необхідні й для визначення планового положення точок.

Аналогічно знаходять висоти інших пікетів. Зауважимо, що, володіючи добрими практичними навичками, виконавець з одного наведення труби миттєво зчитує з рейки віддаль S_i та відліки горизонтального β_i та вертикального ν_i кругів. За цими параметрами можна отримати просторові значення координат (X, Y, H) шуканої точки.

IV.1.2. Виведення повної формули тригонометричного нівелювання

Формула (IV.1.1) не враховує кривини Землі та вертикальної рефракції. Розглянемо, як зміниться ця формула, якщо взяти до уваги ці два явища. Наше завдання – визначити перевищення $h = BC$ (*рис. IV.1.3*) як прямовисну віддаль між рівневими поверхнями, що проходять через точки A та B і паралельні до рівневої поверхні моря. Нехай висота наведення дорівнює l. Візуємо на рейку в точку F. В неоднорідній за густиною атмосфері світло поширюється не прямолінійно, а по кривій, модель якої показана на *рис. IV.1.3* потовщеною кривою. Як тільки труба буде спрямована по дотичній TE в точці T, то спостерігач побачить F.

Висота приладу $AT = CT' = i$. Вимірюємо вертикальний кут ν_B між дотичною до кривої поширення світла TE та дотичною TD до рівневої поверхні в точці T. Знаючи горизонтальну віддаль $TD = d$ між точками A і B, що нівелюють, визначаємо відрізок ED. У трикутнику TED кут в точці D майже не відрізняється від прямого, тому цей трикутник приймемо за прямокутний. Звідси: $ED = d \cdot tg\nu$. Відрізок DT' і є вплив кривини Землі. З *рис. IV.1.3* видно, що

$$h + l = d \cdot tg\nu + i + k + r. \qquad \text{(IV.1.3)}$$

Звідси

$$h = d \cdot tg\nu + i - l + k + r. \qquad \text{(IV.1.4)}$$

Позначимо

$$k + r = f, \qquad \text{(IV.1.5)}$$

де f – сумісний вплив кривини Землі та вертикальної рефракції.

Ввівши це позначення у формулу (IV.1.4), отримаємо

$$h = d \cdot tg\nu + i - l + f. \qquad \text{(IV.1.6)}$$

Формула (IV.1.6) є повною формулою тригонометричного нівелювання, і відрізняється від (IV.1.1) тільки членом f.

Вплив кривини Землі k і вертикальної рефракції r виражається співвідношеннями:

$$k = \frac{d^2}{2 \cdot R_З}, \qquad \text{(IV.1.7)}$$

$$r = \frac{d^2}{2 \cdot R_C}. \qquad \text{(IV.1.8)}$$

У формулах (IV.1.7) та (IV.1.8) $R_З$ – радіус Землі, R_C – радіус кривої рефракції (кривої поширення світла).

Зауважимо, що в приземних прошарках атмосфери вертикальні градієнти температури змінюються у великих межах і на висоті 1 м можуть досягти ±1 *град/м* і більше. Тому r є величиною змінною, і це основна причина, яка знижує точність тригонометричного нівелювання.

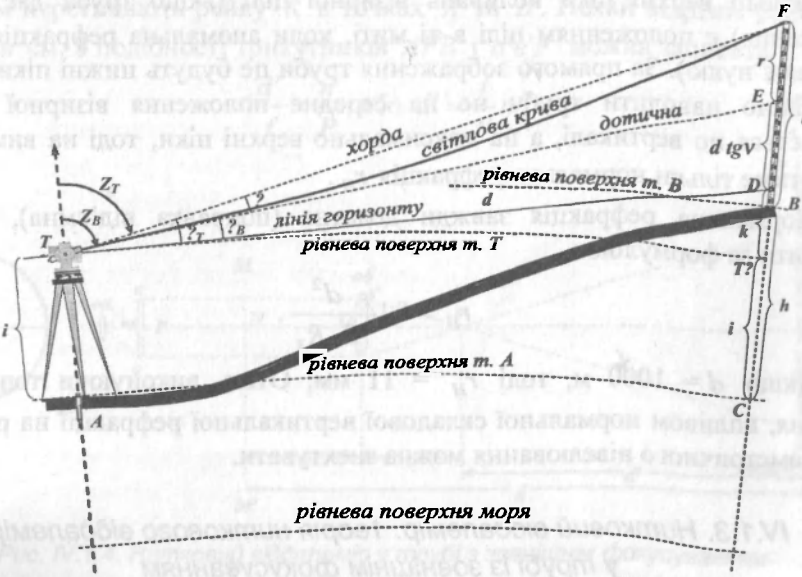


Рис. IV.1.3. До виведення повної формули тригонометричного нівелювання

Оскільки аномальні градієнти температури $\gamma_{ан}$ змінюються в межах від 0 о ±1 *град/м*, то змінюється і світлова крива, тобто її радіус. Якщо градієнти ід'ємні (переважно вдень), світлова крива спрямована випуклістю вниз, як це оказано на *рис. IV.1.3*. У нічний період при інверсії температури світлова рива напрямлена випуклістю вверх. Отже, змінюється знак вертикальної ефракції. Тригонометричне нівелювання виконують переважно вдень. Тому ас цікавить саме цей період доби (рефракція – від'ємна, а поправка в еревищення – додатна). Згідно з [15], якщо $\gamma_{ан} = 1\,град/м$

$$R_C \approx \frac{R_З}{б}. \qquad \text{(IV.1.9)}$$

Тоді формула (IV.1.8) набуде вигляду

$$r_{ан} = 3\frac{d^2}{R_З}. \qquad \text{(IV.1.10)}$$

Отже, якщо довжина $d = 1000$ м, вплив рефракції може спотворювати исоти приблизно на 0,5 м. Тому аномальною рефракцією не можна нехтувати.

У наш час стало відомо, що кутова величина середньої аномальної ефракції достатньо точно дорівнює амплітуді максимальних коливань зобра-кень візирної цілі за час наведення труби на ціль (1–3 с.). Це можна икористати для врахування аномальної вертикальної рефракції, оскільки аксимальні верхні піки коливань візирної цілі (якщо труба дає обернене ображення) є положенням цілі в ті миті, коли аномальна рефракція відсутня орівнює нулю). За прямого зображення труби це будуть нижні піки коливань ілі. Якщо наводити трубу не на середнє положення візирної цілі, що оливається по вертикалі, а на максимально верхні піки, тоді на вимірювання пливатиме тільки нормальна рефракція r_H.

Нормальна рефракція завжди додатна (поправка від'ємна), її можна изначити за формулою

$$r_H = 0{,}14\frac{d^2}{2 \cdot R_З}. \qquad \text{(IV.1.11)}$$

Якщо d = 1000 м, тоді r_H = 11 мм. Отже, виконуючи топографічне німання, впливом нормальної складової вертикальної рефракції на результати ригонометричного нівелювання можна знехтувати.

IV.1.3. Нитковий віддалемір. Теорія ниткового віддалеміра у трубі із зовнішнім фокусуванням

Найпростішим є віддалемір, що складається з двох додаткових штрихів, анесених на сітці ниток. Звичайна сітка ниток вигравірувана на прозорій

скляній пластинці у вигляді двох взаємно перпендикулярних штрихів, одну з яких встановлюють горизонтально (*рис. IV.1.4, а*). Вони перетинаються в точці m. Додаткові штрихи (верхній і нижній – короткі лінії), рівновіддалені від точки m, перетинають вертикальний штрих сітки ниток у точках a та $в$ і паралельні до горизонтального штриха сітки ниток. Додаткові штрихи називають віддалемірними.

У комплект ниткового віддалеміра, крім труби з такою сіткою, входить рейка, переважно із сантиметровими поділками. Рейку встановлюють вертикально над точкою, до якої вимірюють віддаль.

Нехай P – віддаль між віддалемірними нитками (*рис. IV.1.4, б*), O – оптичний центр об'єктива, f – фокусна віддаль об'єктива, F – передній фокус об'єктива, лінія MM' – вертикальна вісь обертання тахеометра, лінія mO – візирна вісь зорової труби. На перетині лінії MM' з лінією mO маємо точку N, через яку проходить горизонтальна вісь обертання зорової труби. Від точки N вимірюють горизонтальну віддаль d до рейки R, встановленої вертикально в точці C місцевості.

Допустимо, що візирна вісь горизонтальна і від точок a і $в$ віддалемірних ниток ідуть промені $a-a'$ та $в-в'$, паралельні до візирної осі зорової труби mO. Промені проходять через об'єктив, заломлюються і проходять через фокус F, а потім перетинають рейку R в точках A та B. Нехай відрізок рейки AB дорівнює n см. З подібності трикутників AFB і $a'в'F$ можна записати

$$\frac{d'}{f}=\frac{n}{P}, \text{ або } d'=\frac{f}{P}n. \qquad \text{(IV.1.12)}$$

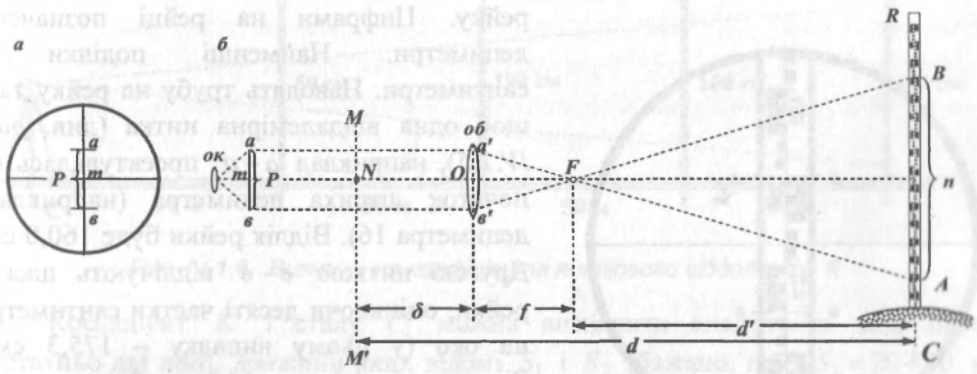


Рис. IV.1.4. Нитковий віддалемір у трубі з зовнішнім фокусуванням

Позначимо відношення фокусної віддалі f до віддалі між нитками P, як постійну величину, літерою K

$$K = \frac{f}{P}, \qquad \text{(IV.1.13)}$$

тоді

$$d' = K \cdot n. \qquad \text{(IV.1.14)}$$

Значення K, що входять до формули (IV.1.14), називають ***коефіцієнтом ниткового віддалеміра.***

З *рис. IV.1.4* видно, що шукану віддаль d від осі приладу до рейки R можна отримати, якщо до d' додати величини f та δ, тобто:

$$d = d' + f + \delta \text{ , або } d = K \cdot n + f + \delta .$$

Сума фокусної віддалі об'єктива f та віддалі від центра об'єктива до осі обертання труби δ є величиною постійною. Позначимо її C, тобто

$$C = f + \delta . \qquad \text{(IV.1.15)}$$

Зауважимо, що f приблизно дорівнює довжині труби, а δ – близько половини довжини труби. Тому C дорівнює приблизно 1,5 довжини труби. Величину C називають ***сталою ниткового віддалеміра***.

Тепер формула віддалеміра набуває вигляду:

$$d = K \cdot n + C . \qquad \text{(IV.1.16)}$$

Формула (IV.1.16) справедлива за умови, що візирна вісь і площина рейки взаємно перпендикулярні. Щоб визначити віддаль d від тахеометра до рейки, прилад встановлюють над точкою A (див. *рис. IV.1.3*) прилад так, щоб візирна вісь була приблизно горизонтальна. У точці B встановлюють вертикально рейку. Цифрами на рейці позначено дециметри. Найменші поділки – сантиметри. Наводять трубу на рейку так, щоб одна віддалемірна нитка (див. *рис. IV.1.5*), наприклад $a-a$, проектувалась на початок штриха дециметра (наприклад, дециметра 16). Відлік рейки буде 160,0 см. Другою ниткою $в-в$ відлічують шкалу рейки, оцінюючи десяті частки сантиметра на око (у цьому випадку – 175,3 см). Різниця відліків $n = 15{,}3$ см. Зручно мати коефіцієнт $K = 100$. Тоді кількість сантиметрів на рейці між віддалемірними нитками (15,3 см) відповідатиме такій

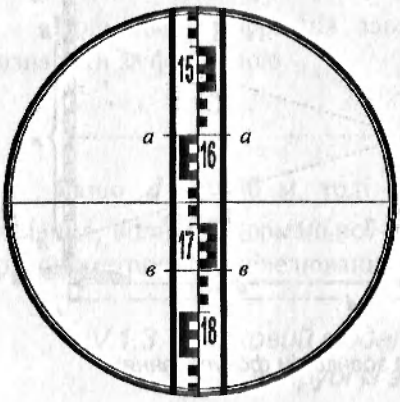


Рис. IV.1.5. Вимірювання віддалі ниткових віддалеміром

самій кількості метрів на місцевості (15,3 см × 100 = 15,3 м), тобто 15,3 м. Залишається додати сталу C. Нехай $C = 20$ см, тоді $d = 15{,}3$ м + 0,2 м = 15,5 м. Якщо достатньо знати віддаль з точністю до 0,5 м, то сталою $C = 0{,}2$ м можна знехтувати.

IV.1.4. Визначення сталих K і C ниткового віддалеміра

Сталу складову віддалеміра C можна виміряти безпосередньо вздовж труби рулеткою або лінійкою з міліметровими поділками. Наведемо трубу на віддалену точку (далі ніж за 300 м). Сітка ниток буде в задньому фокусі об'єктива. Оскільки фокусні віддалі до переднього і заднього фокусів однакові, то для визначення f слід виміряти віддаль вздовж труби від об'єктива до сітки ниток; віддаль від об'єктива до горизонтальної осі обертання труби δ також можна виміряти безпосередньо (*рис. IV.1.4*).

Щоб визначити коефіцієнт ниткового віддалеміра K на рівнинній місцевості, забивають кілок урівень із землею і від нього, як від початку, у вибраному напрямку відкладають сталу C і забивають другий кілок. Від нього відмірюють мірною стрічкою горизонтальні віддалі 50 м, 100 м, 150 м і 200 м (*рис. IV.1.6*) і теж фіксують ці віддалі на місцевості кілками.

Над початковим кілком встановлюють прилад, а на решту послідовно ставлять рейку. Якщо $K = 100$, то між віддалемірами нитками послідовно побачимо 50, 100, 150 і 200 поділок рейки. Якщо кількість поділок значно відрізнятиметься, то таку рейку не можна використовувати для роботи.

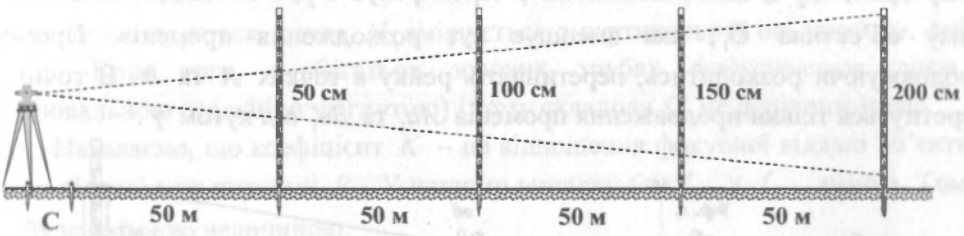


Рис. IV.1.6. Визначення коефіцієнта ниткового віддалеміра K

Коефіцієнт K і сталу C можна визначити аналітично. Для цього достатньо дві лінії, довжини яких відомі S_1 і S_2 (бажано, щоб $S_1 = 20 \div 30$ м; $S_2 = 150 \div 250$ м) виміряти віддалеміром, тобто знайти n_1 та n_2 – кількість сантиметрових поділок між віддалемірними нитками.

Тоді можна записати два рівняння:

$$S_1 = K \cdot n_1 + C \text{ і } S_2 = K \cdot n_2 + C. \qquad \text{(IV.1.17)}$$

У цих двох рівняннях невідомі K та C. Знайдемо їх. Віднімемо від ого рівняння перше

$$S_1 - S_2 = K \cdot (n_1 - n_2).$$

Або

$$K = \frac{S_1 + S_2}{n_1 + n_2}. \qquad \text{(IV.1.18)}$$

З рівнянь (IV.1.17) можемо записати, що $C_1 = S_1 - K \cdot n_1$ і $C_2 = S_2 - K \cdot n_2$. Отже,

$$C = \frac{C_1 + C_2}{2}. \qquad \text{(IV.1.19)}$$

IV.1.5. Теорія ниткового віддалеміра в трубі з внутрішнім фокусуванням

У трубах з внутрішнім фокусуванням використано ідею Порро. Ідея олягає у застосуванні як фокусувальної лінзи збиральної, а не розсіювальної.

Методом підбору фокусних віддалей лінз об'єктива O_1 і фокусувальної нзи O_2 та віддалі між ними l (*рис. IV.1.7*) можна добитись, що при оризонтальному положенні труби аналітична точка містилася майже на ертикальній осі MM' обертання тахеометра (в точці N).

Нехай від точок a та $в$ віддалемірних ниток ідуть промені, паралельні до зирної осі mO_1. На своєму шляху ці промені проходять через фокусувальну нзу (*ф.л.*) O_2 і, після заломлення, через фокус F_2, а потім натикаються на нзу об'єктива O_1, яка зменшує кут розходження променів. Промені, родовжуючи розходитись, перетинають рейку в точках A та B. В точці N ертнуться тільки продовження променів Aa_1 та $Bв_1$ під кутом γ.

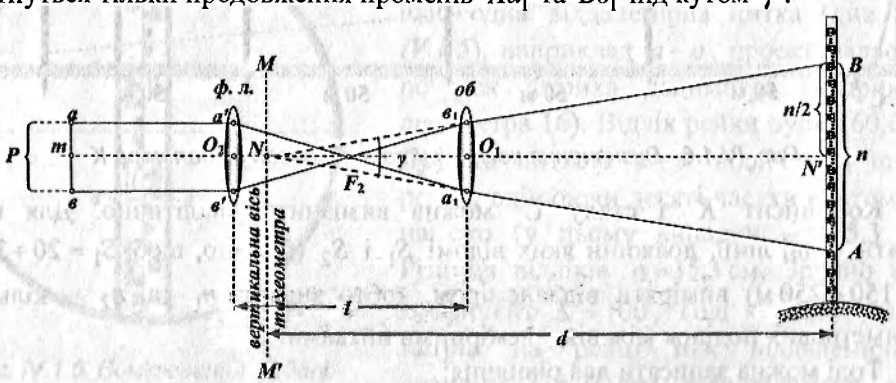


Рис. IV.1.7. Нитковий віддалемір у трубі з внутрішнім фокусуванням

Розглянемо трикутник ANN', в якому один катет $NN' = d$, другий $AN' = n/2$ і n – кількість сантиметрів на рейці між точками A та B. З цього трикутника запишемо

$$\frac{d}{\frac{n}{2}} = ctg\frac{\gamma}{2} \quad \text{або} \quad d = \frac{n}{2}ctg\frac{\gamma}{2}. \qquad \text{(IV.1.20)}$$

Величина $\frac{1}{2}ctg\frac{\gamma}{2}$ є сталою. Позначимо її як

$$K = \frac{1}{2}ctg\frac{\gamma}{2}. \qquad \text{(IV.1.21)}$$

Отримаємо кінцеву формулу

$$d = K \cdot n. \qquad \text{(IV.1.22)}$$

Як бачимо, формула (IV.1.22) для віддалеміра в трубі з внутрішнім фокусуванням відрізняється від формули (IV.1.16) для віддалеміра із зовнішнім фокусуванням тільки відсутністю сталої складової C.

Як відомо з оптики, лінзи O_1 і O_2 працюють як одна еквівалентна уявна лінза $O_{1.2}$. Фокусну віддаль цієї лінзи f_e визначають за формулою

$$f_e = \frac{f_1 + f_2}{f_1 + f_2 - l}, \qquad \text{(IV.1.23)}$$

де f_1 та f_2 – фокусні віддалі лінз, а $O_1O_2 = l$ – віддаль між лінзами відповідно.

Під час фокусувань лінза O_2 рухається, тому l – змінна величина. Це означає, що і f_e – теж змінна (див. *рис. IV.1.6*). Звідси випливає, що ідея Порро точно не виконується, точка N зміщується з вертикальної осі приладу, тобто $C \neq 0$. Крім того, в багатьох зорових трубах фокусувальна лінза є розсіювальною (подвійно увігнутою) і тому складова C не дорівнює нулю.

Нагадаємо, що коефіцієнт K – це відношення фокусної віддалі об'єктива f до віддалі між нитками P. У нашому випадку $f = f_e$, а f_e – змінна. Тому і K буде змінною величиною.

$$K_{зм} = \frac{f_{e_{зм}}}{P}. \qquad \text{(IV.1.24)}$$

Оскільки $C = f + \delta$, то для $f_{зм}$ отримаємо

$$C_{зм} = f_{e_{зм}} + \delta. \qquad \text{(IV.1.25)}$$

Тоді можемо записати

$$d = K_{зм} \cdot n + C_{зм}. \qquad \text{(IV.1.26)}$$

У рівнянні (IV.1.26) дві змінні величини. Враховуючи незначні зміни $K_{зм}$ та $C_{зм}$, запишемо

$$d = (100 + q_{зм}) \cdot n + C_{зм}, \qquad \text{(IV.1.27)}$$

де $q_{зм}$ – різниця між K та 100.

Тоді матимемо

$$d = 100 \cdot n + q_{зм} \cdot n + C_{зм}. \qquad \text{(IV.1.28)}$$

Позначимо

$$q_{зм} \cdot n + C_{зм} = P_{зм}. \qquad \text{(IV.1.29)}$$

Отримаємо

$$d = 100 \cdot n + P_{зм}. \qquad \text{(IV.1.30)}$$

Змінна $P_{зм}$ залежатиме від d. Визначивши її для різних довжин d, можна буде працювати таким віддалеміром і одержувати наближене значення довжини (як $100 \cdot n$), та вводити поправки $P_{зм}$.

IV.1.6. Експериментальне визначення змінної $P_{зм}$

На рівнинній місцевості вимірюють лінію 140–200 м і ділять її на 7–10 відрізків по 20 м кожний (*рис. IV.1.8*) з відносною похибкою 1/3000. Послідовно встановлюють рейку над точками і відлічують тахеометром відліки $n_1, n_2, \ldots, n_i$. Виконують шість прийомів: три прямі і три обернені ходи і знаходять середні значення з кожних шести вимірювань.

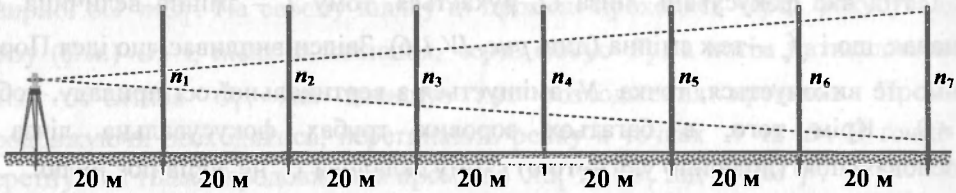


Рис. IV.1.8. Експериментальне визначення змінної $P_{зм}$ з і прийомів (і = 6)

Обчислюють

$$P_i = 20 - 100 \cdot n_{ср.,1},$$

$$P_2 = 40 - 100 \cdot n_{ср,2},$$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots,$$

$$P_7 = 140 - 100 \cdot n_{ср\ 7}.$$

Складають таблицю значень P_i і користуються нею під час вимірювань. Якщо довжини змінюються на 50 м, P_i змінюється в сантиметрах.

IV.1.7. Тахеометричні рейки

Для виконання тахеометричного знімання можна використовувати нівелірні рейки. Вище розглянуто приклад застосування нівелірних рейок (*рис. IV.1.5*). Однак нівелірні рейки мають сантиметрові поділки і під час вимірювання віддалей, більших за 150–200 м, їх погано видно. Краще, коли на рейці нанесено поділки різної величини – по два, п'ять, десять і більше сантиметрів. Нівелірні рейки важкі. Тахеометричні рейки легші, тому що вони не обов'язково повинні бути двосторонніми, тобто дерев'яні бруски можуть мати менший поперечний переріз (не 10 см × 4 см, а 5–6 см × 2–3 см).

Тахеометричні рейки мають півметрові, дециметрові та сантиметрові поділки (*рис. IV.1.9*). Під час вимірювання ліній нижні частини рейки часто не видно через складність рельєфу та рослинність. Тому використовують розсувні рейки, які складаються з двох брусків: нижня частина – це підставка, довжина якої близько 2 м, із сантиметровими поділками. По ній пересувається рейка завдовжки 3–4 м. Її нижній зріз (п'ятку) можна закріпити скобою на висоті приладу i (зазвичай $i = 1{,}5 \div 1{,}7$ м).

Фірма "Карл Цейс" виготовляє рейки, в яких підставку можна вставити всередину основної рейки. Цей принцип використовують також для виготовлення розсувних рейок з метровими секціями, що вставляються поступово – верхня в середню, середня в нижню, і в складеному вигляді мають довжину близько 1 м. В робочому стані секції рейки жорстко скріплені пружинними фіксаторами. Такі рейки часто виготовляють з дюралюмінію. Вони легкі та зручні в транспортуванні.

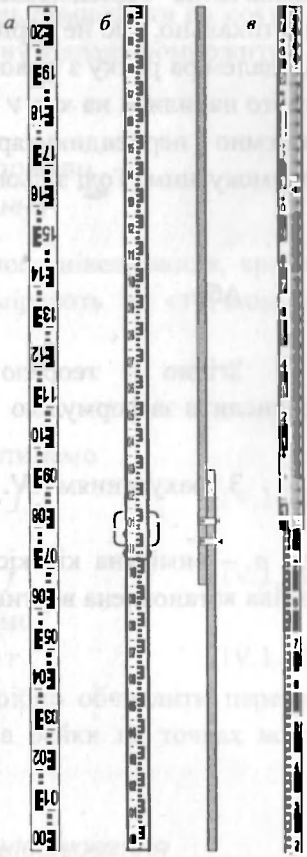


Рис. IV.1.9. Рейки, які використовують для тахеометричного знімання

Використання тахеометричних рейок спрощує обчислення перевищень. Якщо зорову трубу навести на висоту приладу, тобто $l = i$, то формула тригонометричного нівелювання набуває вигляду

$$h = d \cdot tg\nu \,. \qquad \text{(IV.1.31)}$$

V.1.8. Приведення похилих віддалей, виміряних нитковим віддалеміром, до горизонту

Нехай потрібно визначити горизонтальну проекцію лінії S, виміряної нитковим віддалеміром. Лінія S нахилена до горизонту під кутом ν. Встановимо тахеометр і рейку в точках A та B відповідно (*рис. IV.1.10*). Вважатимемо, що $C = 0$. Таке спрощення практично не впливає на точність визначення горизонтальних довжин ліній. Рейка в точці B встановлена вертикально, але не перпендикулярно до візирної лінії IN. Відповідно до теорії віддалеміра рейку з положення NR потрібно було б поставити в положення NR', тобто нахилити на кут ν (кут ν в точці I дорівнює куту ν в точці N, як кути із взаємно перпендикулярними сторонами). Вважатимемо трикутник $NR'R$ прямокутним. Тоді з цього трикутника можна записати

$$\frac{n'}{2} = \frac{n}{2} \cdot \cos\nu . \qquad \text{(IV.1.32)}$$

Або

$$n' = n \cdot \cos\nu . \qquad \text{(IV.1.33)}$$

Згідно із теорією ниткового віддалеміра відстань до рейки можна обчислити за формулою

$$S = 100 \cdot n' . \qquad \text{(IV.1.34)}$$

З урахуванням (IV.1.33) виміряну похилу віддаль можна записати як

$$S = 100 \cdot n \cdot \cos\nu , \qquad \text{(IV.1.35)}$$

де n – виміряна кількість поділок рейки між віддалемірними нитками, коли рейка встановлена вертикально.

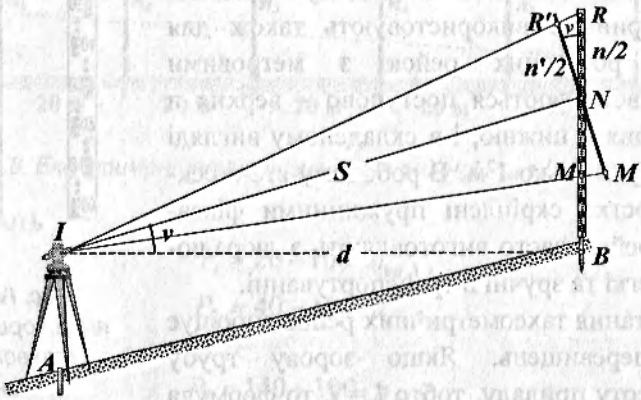


Рис. IV.1.10. Приведення ліній, виміряних нитковим віддалеміром, до горизонту

Горизонтальне прокладення d визначимо з прямокутного трикутника INB

$$d = S \cdot \cos v \,. \qquad \text{(IV.1.36)}$$

Отже, якщо відстань виміряна нитковим віддалеміром, то її горизонтальну проекцію обчислюють за формулою

$$d = 100 \cdot n \cdot \cos^2 v \,. \qquad \text{(IV.1.37)}$$

Зауважимо: якщо похилу лінію вимірюють стрічкою, то, щоб визначити її горизонтальне прокладення, необхідно виміряну віддаль помножити на $\cos v$, а якщо вимірюють нитковим віддалеміром, треба виміряну віддаль помножити на $\cos^2 v$.

IV.1.9. Перетворення основної формули тригонометричного нівелювання

Перетворимо основну формулу тригонометричного нівелювання, враховуючи, що горизонтальні прокладення ліній d вимірюють не стрічкою, а нитковим віддалеміром.

Запишемо формулу (IV.1.6)

$$h = d \cdot tg v + i - l + f \,.$$

Підставивши d з формули (IV.1.37) у (IV.1.6), матимемо

$$h = K \cdot n \cdot \cos^2 v \cdot tg v + i - l + f \,. \qquad \text{(IV.1.38)}$$

або

$$h = K \cdot n \cdot \cos v \cdot \sin v + i - l + f \,. \qquad \text{(IV.1.39)}$$

Після спрощення і з урахуванням (IV.1.5) запишемо

$$h = 0{,}5 \cdot K \cdot n \cdot \sin 2v + i - l + k + r \,. \qquad \text{(IV.1.40)}$$

Цією формулою слід користуватися, якщо потрібно обчислити перевищення, коли лінії виміряні нитковим віддалеміром, а рейки на точках встановлено вертикально.

IV.1.10. Точність тригонометричного нівелювання

Визначаючи точність тригонометричного нівелювання, скористаємось основною формулою тригонометричного нівелювання (IV.1.6)

$$h = d \cdot tg v + i - l + f \,,$$

де d – горизонтальна проекція віддалі S, виміряної нитковим віддалеміром.

Якщо візирний промінь наводять на висоту приладу, тобто $i = l$, то для віддалей $d < 2{,}70$ м формула має вигляд (IV.1.31)

$$h = d \cdot tg v \,.$$

Для визначення точності продиференціюємо формулу (IV.1.31) за двома аргументами

$$\partial h = d\frac{1}{cos^2 v}\frac{\partial v}{\rho} + tgv\partial d. \qquad \text{(IV.1.41)}$$

За малих кутів нахилу, коли $v \approx 0$, то $cos^2 v \approx 1$, а $tgv \sim 0$. З урахуванням цього формула (IV.1.41) набуде вигляду

$$\partial h = d\frac{\partial v}{\rho}. \qquad \text{(IV.1.42)}$$

Перейдемо до середніх квадратичних похибок

$$m_h = d\frac{m_v}{\rho}. \qquad \text{(IV.1.43)}$$

Приймемо, що $m_v = 1'$, а $\rho = 3438'$. Тоді

$$m_h = \frac{d \cdot 1'}{3438} = \frac{d \cdot 3}{3438 \cdot 3} = \frac{d \cdot 3}{10000} \text{ (м)}. \qquad \text{(IV.1.44)}$$

Похибка у формулі (IV.1.44), визначена в сантиметрах, матиме вигляд

$$m_h = 0{,}03 \cdot d \text{ (см)}. \qquad \text{(IV.1.45)}$$

Перевищення вимірюють двічі, тому похибка середнього значення буде в $\sqrt{2}$ рази меншою. Замінимо також d на $\frac{P}{n}$, де P – периметр ходу; n – кількість сторін у ході. Тоді формула (IV.1.45) набуде вигляду

$$m_{h\,сер} = \frac{0{,}03 \cdot P}{n\sqrt{2}}. \qquad \text{(IV.1.46)}$$

Оскільки в ході n сторін, то похибка ходу буде в $\sqrt{n}$ разів більшою

$$m_{h\,сер} = \frac{0{,}03 \cdot P \cdot \sqrt{n}}{n\sqrt{2}} = \frac{0{,}03 \cdot P}{\sqrt{n} \cdot \sqrt{2}}. \qquad \text{(IV.1.47)}$$

Для визначення допустимої нев'язки в периметр ходу приймемо, що

$$f_{h\,доп} = 2m_{h\,ход}. \qquad \text{(IV.1.48)}$$

Тоді

$$f_{h\,доп} = \frac{2 \cdot 0{,}03 \cdot P}{\sqrt{n}\sqrt{2}} = \frac{\sqrt{2} \cdot 0{,}03 \cdot P}{\sqrt{n}} = \frac{0{,}04 \cdot P}{\sqrt{n}}. \qquad \text{(IV.1.49)}$$

IV.1.11. Точність ниткового віддалеміра

Для визначення точності ниткового віддалеміра скористаємося формулою (IV.1.30)

$$d = 100 \cdot n + P_{зм}.$$

Приймемо $P_{зм} = 0$, тоді

$$d = 100 \cdot n. \qquad \text{(IV.1.50)}$$

Нехай середня квадратична похибка відліку рейки за однією віддалемірною ниткою у точках A та B (*рис. IV.1.11*) дорівнює m. Тоді середня квадратична похибка різниці відліків за двома віддалемірними нитками буде в $\sqrt{2}$ більшою, тобто $m \cdot \sqrt{2}$. Середня квадратична похибка функції (IV.1.50) становить

$$m_d = 100 \cdot m \cdot \sqrt{2}, \qquad \text{(IV.1.51)}$$

а відносна похибка

$$\frac{m_d}{d} = \frac{100 \cdot m \cdot \sqrt{2}}{d}. \qquad \text{(IV.1.52)}$$

Якщо прийняти кутову похибку візування неозброєним оком $\alpha = \pm 1'$ або в радіанах $\alpha = \pm \frac{1'}{3438'}$, то похибка візування зоровою трубою зі збільшенням Γ буде в Γ разів меншою, тобто $\frac{1}{3438 \cdot \Gamma}$. За цих умов, як видно з *рис. IV.1.11*, m можна розглядати як дугу, описану радіусом d.

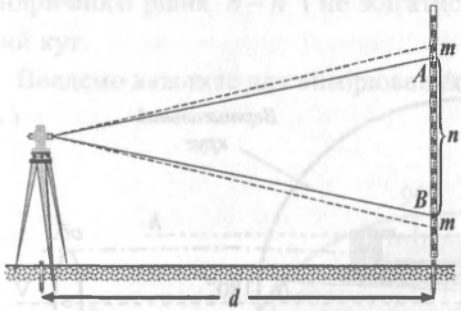


Рис. IV.1.11. До розрахунку точності ниткового віддалеміра

Тому

$$\frac{m}{d} = \frac{1}{3438 \cdot \Gamma}. \qquad \text{(IV.1.53)}$$

Підставимо $\frac{m}{d}$ з формули (IV.1.53) в (IV.1.52) і отримаємо

$$\frac{m_d}{d} = \frac{100 \cdot \sqrt{2}}{3438 \cdot \Gamma} = \frac{1}{24{,}4 \cdot \Gamma}. \qquad \text{(IV.1.54)}$$

Якщо $\Gamma = 20^{\times}$, матимемо

$$\frac{m_d}{d} = \frac{1}{24{,}4 \cdot 20} \approx \frac{1}{500}.$$

Оскільки у цих розрахунках не враховано всіх факторів, що впливають на точність вимірювання віддалей, то фактично відносна похибка вимірювання віддалі нитковим віддалеміром більша. Вона коливається у межах $\frac{1}{300} \div \frac{1}{400}$.

IV.1.12. Будова вертикального круга тахеометра з циліндричним рівнем при алідаді вертикального круга

Головною відмінністю тахеометра від теодоліта є наявність вертикального круга, насадженого на ту саму горизонтальну вісь, на якій обертається зорова труба так, що центр круга збігається з віссю обертання труби (див. *рис. IV.1.12*, на якому схематично показано будову вертикального круга). До того ж труба повинна обов'язково переводитися через зеніт. На цю саму вісь насаджується і алідада вертикального круга, що скріплена з циліндричним рівнем, який дає змогу встановлювати поділки 0 – 0 алідади у фіксоване положення.

На *рис. IV.1.12* зорову трубу показано пунктирною лінією, на кінцях якої зображені об'єктив (*об*) з центром O_1 та окуляр (*ок*) з центром O_2. Центр перехрестя сітки ниток і центр об'єктива з'єднані пунктирною лінією і зображають візирну вісь зорової труби.

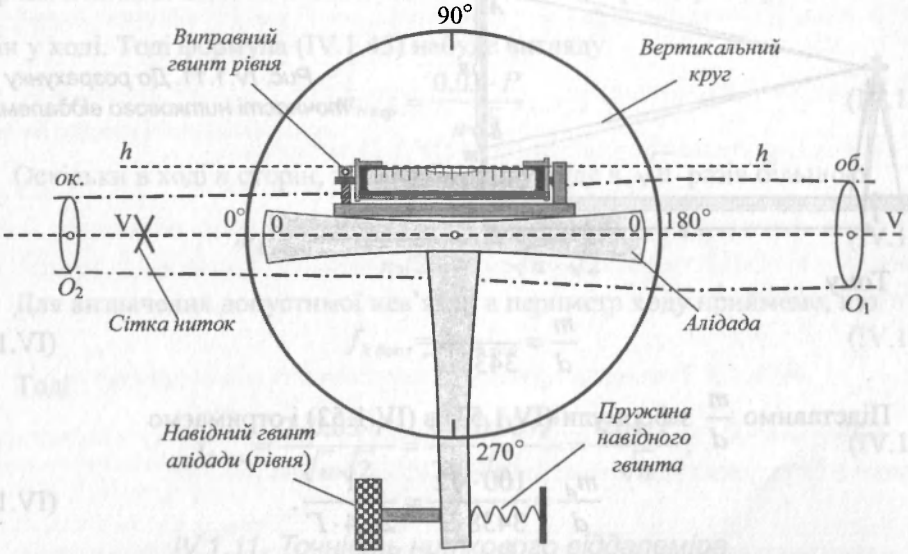


Рис. IV.1.12. Схема будови вертикального круга тахеометра з циліндричним рівнем при алідаді

Труба жорстко скріплена з вертикальним кругом і їх можна разом обертати у вертикальній площині. Під нерухомі нульові штрихи алідади переміщатимуться різні градусні поділки вертикального круга.

Більшість технічних і точних тахеометрів мають циліндричний рівень при алідаді вертикального круга. Це тахеометри ТТ-5, ТТ-30, Т-15, Т-5, 2Т-5К, 3Т-5КП та інші. На *рис. IV.1.12* схематично зображено циліндричний рівень з виправним гвинтом, який дає змогу змінювати положення рівня відносно алідади. Незалежно, повертаючи навідний гвинт алідади, можна вивести бульбашку циліндричного рівня в нуль-пункт. Тоді вісь рівня $h-h$ встановиться горизонтально. Нехай при цьому візирна вісь зорової труби V-V, також займе горизонтальне положення, тобто $h-h$ паралельна до V-V. Навіть і в такому разі (див. *рис. IV.1.12*) відлік вертикального круга може не дорівнювати нулеві, оскільки:

1) візирна вісь V-V не збігається з лінією $0^\circ - 180^\circ$ на крузі й утворює з нею деякий кут x;

2) лінія нулів $0-0$ алідади може не бути паралельною до осі циліндричного рівня $h-h$ і не збігатися з візирною віссю V-V та утворювати деякий кут.

Введемо важливе для вимірювання вертикальних кутів поняття місця нуля (MO).

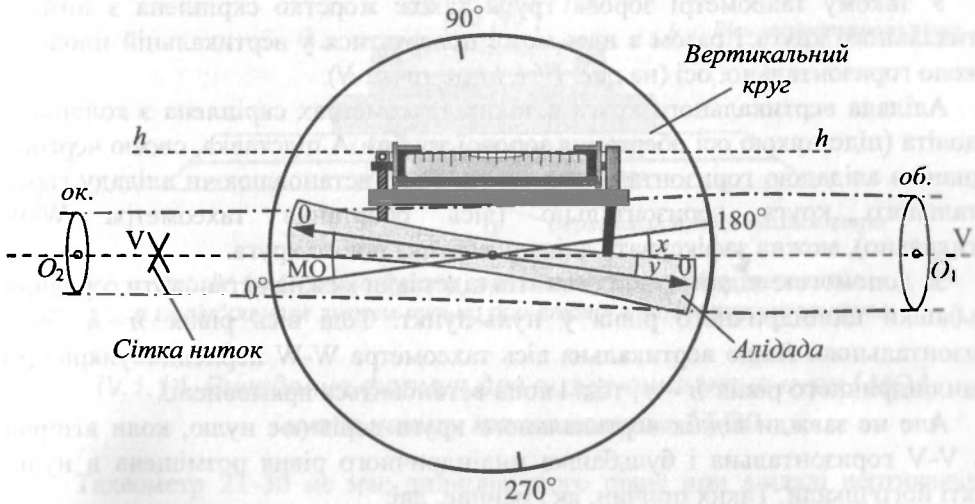


Рис. IV.1.13. До питання про місце нуля

Місце нуля – це відлік вертикального круга в той момент, коли візирна вісь орової труби горизонтальна, а середина бульбашки циліндричного рівня при лідаді вертикального круга міститься в нуль-пункті, тобто на середині його шкали.

На *рис. IV.1.13* вісь $h-h$ паралельна до осі V-V відповідно до визначення ісця нуля, а відлік вертикального круга дорівнює $MO = x + y$, тобто $MO \neq 0$.

Для вимірювання вертикальних кутів необхідно передусім знайти начення місця нуля. Головна вимога до тахеометрів, яка повинна виконуватися ід час вимірювання вертикальних кутів, – це постійність місця нуля, тобто $MO = const$. Ця умова виконується, якщо:

1) вертикальний круг жорстко скріплений із зоровою трубою, тоді вони овертаються тільки разом;

2) рівень при алідаді вертикального круга жорстко скріплений самою лідадою;

3) положення візирної осі зорової труби, тобто центра сітки ниток, незмінне.

IV.1.13. Будова вертикального круга тахеометра з циліндричним рівнем тільки при алідаді горизонтального круга

Тахеометри Т-30, 2Т-30, 2Т-30П не обладнані циліндричним рівнем при лідаді вертикального круга. На *рис. IV.1.14* наведено схему будови вертикального круга тахеометра з циліндричним рівнем лише при алідаді горизонтального круга.

У такому тахеометрі зорова труба також жорстко скріплена з лімбом вертикального круга і разом з ним може повертатися у вертикальній площині навколо горизонтальної осі (на *рис. IV.1.14* це точка *N*).

Алідада вертикального круга в таких тахеометрах скріплена з колонкою геодоліта (підставкою осі обертання зорової труби). А підставка, своєю чергою, з'єднана з алідадою горизонтального круга. Тоді, встановлюючи алідаду горизонтального круга горизонтально (вісь обертання тахеометра W-W вертикально), можна зафіксувати алідаду вертикального круга.

За допомогою піднімальних гвинтів підставки можна встановити середину бульбашки циліндричного рівня у нуль-пункт. Тоді вісь рівня $h-h$ буде горизонтальною. Якщо вертикальна вісь тахеометра W-W перпендикулярна до осі циліндричного рівня $h-h$, тоді і вона встановиться прямовисно.

Але не завжди відлік вертикального круга дорівнює нулю, коли візирна вісь V-V горизонтальна і бульбашка циліндричного рівня розміщена в нуль-пункті його шкали. Таких причин, як і раніше, дві:

1) візирну вісь V-V практично неможливо точно встановити так, щоб вона збігалась з лінією $0^\circ - 0^\circ$ вертикального круга;

2) візирна вісь V-V не паралельна до осі циліндричного рівня $h-h$, тобто $0^{\circ}-0^{\circ}$ не горизонтальна, коли центр бульбашки циліндричного рівня в нуль-пункті.

Як бачимо, причини ті самі, що і у тахеометрів з рівнем при алідаді вертикального круга.

Отже, для тахеометрів без циліндричного рівня при алідаді вертикального круга ***місце нуля (МО)*** – це відлік вертикального круга, коли візирна вісь зорової труби розміщена в горизонтальній площині, а вісь обертання тахеометра прямовисна.

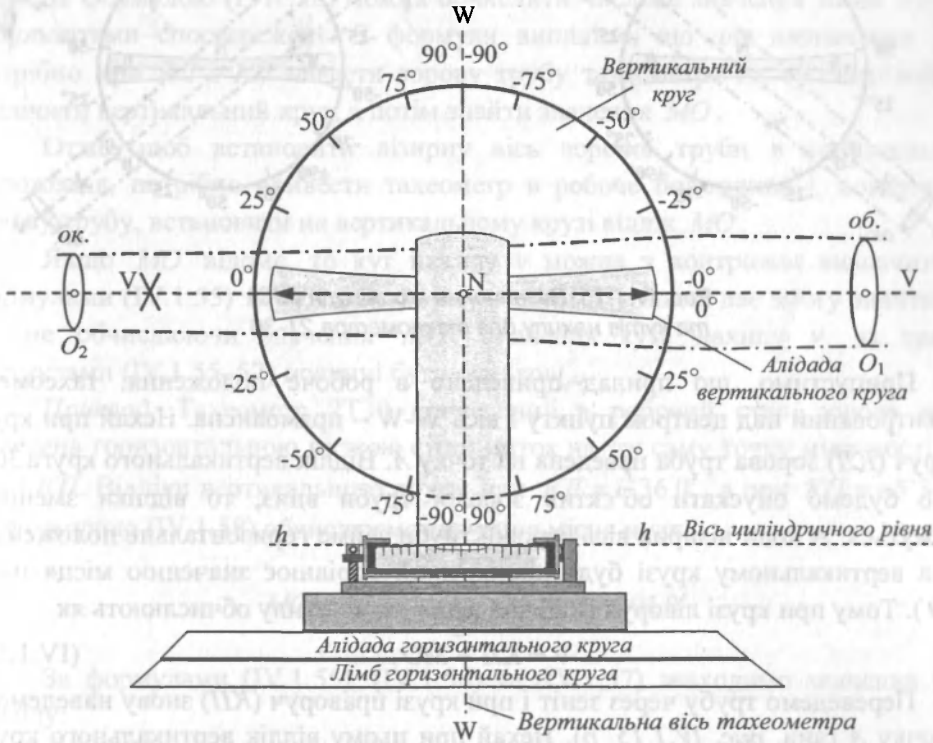


Рис. IV.1.14. Схема будови вертикального круга тахеометра з циліндричним рівнем тільки при алідаді горизонтального круга

IV.1.14. Виведення формул для визначення місця нуля (МО) і кутів нахилу тахеометром 2Т-30

Тахеометр 2Т-30 не має циліндричного рівня при алідаді вертикального круга. Його вертикальний круг оцифрований секторами по 75°, як показано на *рис. IV.1.15*. Додатні поділки лімба збільшуються за годинниковою стрілкою, а

від'ємні – проти її ходу. В секторах від 75° до 90° градусні поділки на лімбі не нанесені. Нанесені на крузі штрихи 90° дають змогу встановлювати візирну вісь прямовисно і використовувати зорову трубу тахеометра як оптичний центрир.

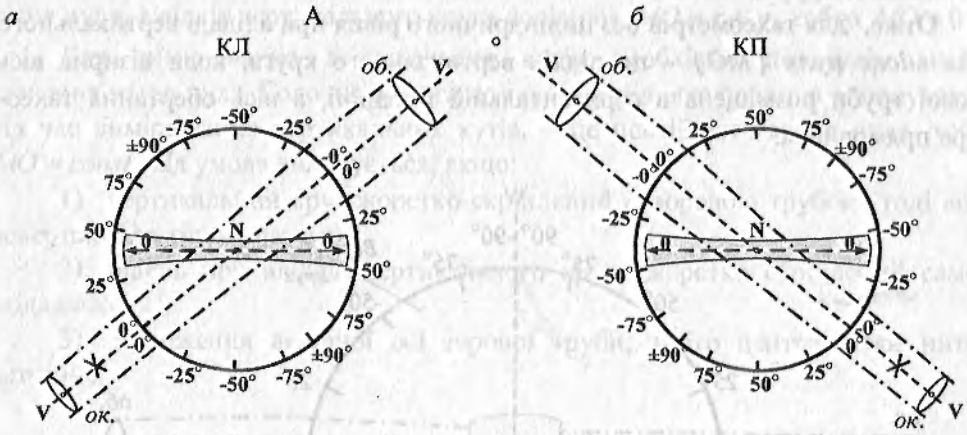


Рис. IV.1.15. Визначення місця нуля (МО) та кутів нахилу для тахеометра 2Т-30

Припустимо, що прилад приведено в робоче положення: тахеометр відцентрований над центром пункту і вісь W-W – прямовисна. Нехай при крузі ліворуч (*КЛ*) зорова труба наведена на точку *А*. Відлік вертикального круга 30°. Якщо будемо опускати об'єктив зорової труби вниз, то відліки зменшуватимуться. А коли візирна вісь зорової труби займе горизонтальне положення, то на вертикальному крузі буде відлік, який дорівнює значенню місця нуля ($МО$). Тому при крузі ліворуч (*КЛ*) значення кута нахилу обчислюють як

$$\nu = КЛ - МО. \qquad (IV.1.55)$$

Переведемо трубу через зеніт і при крузі праворуч (*КП*) знову наведемо її на точку *А* (див. *рис. IV.1.15, б*). Нехай при цьому відлік вертикального круга дорівнює $-30°$. Якщо опускати об'єктив зорової труби вниз, то відліки збільшуватимуться (наприклад, $-20°, -10°, -5°$ і т. д.) Відлік вертикального круга, коли візирна вісь зорової труби встановлена горизонтально теж дорівнює $МО$. А значення кута нахилу при крузі праворуч визначається за формулою

$$\nu = МО - КП. \qquad (IV.1.56)$$

Додавши рівняння (IV.1.55) до рівняння (IV.1.56), отримаємо

$$2\nu = КЛ - МО + МО - КП = КЛ - КП.$$

Звідси

$$\nu = \frac{\text{КЛ} - \text{КП}}{2}. \qquad \text{(IV.1.57)}$$

Віднявши (IV.1.56) від (IV.1.55), одержимо: $0 = КЛ - МО - МО + КП$ або $2МО = КЛ + КП$.

А звідси

$$МО = \frac{\text{КЛ} + \text{КП}}{2}. \qquad \text{(IV.1.58)}$$

За формулою (IV.1.58) можна обчислити числове значення місця нуля за результатами спостережень. З формули випливає, що для визначення $МО$ потрібно при $КЛ$ і $КП$ навести зорову трубу тахеометра на ту саму точку і відлічити вертикальний круг, а потім знайти значення $МО$.

Отже, щоб встановити візирну вісь зорової труби в горизонтальне положення, потрібно привести тахеометр в робоче положення і, повертаючи зорову трубу, встановити на вертикальному крузі відлік $МО$.

Якщо $МО$ відоме, то кут нахилу ν можна з контролем визначити за формулами (IV.1.55) та IV.1.56). Формула (IV.1.57) також дає змогу знайти кут ν, не обчислюючи значення $МО$. Значення кута нахилу ν за трьома формулами (IV.1.55–57) повинні бути однакові.

Приклад. Тахеометр 2Т30 приведений в робочий стан, зорова труба наведена горизонтальною ниткою сітки ниток на ту саму точку місцевості при $КЛ$ і $КП$. Відліки вертикального круга: при $КЛ = 5°36{,}0'$, а при $КП = -5°34{,}0'$. За формулою (IV.1.58) обчислюємо значення місця нуля

$$МО = \frac{5°36{,}0' + (-5°34{,}0')}{2} = 0°01{,}0'.$$

За формулами (IV.1.55), (IV.1.56) та (IV.1.57) знаходимо значення кута нахилу:

$$\nu = 5°36{,}0' - 0°01{,}0' = 5°35{,}0',$$

$$\nu = 0°01{,}0' - (-5°34{,}0') = 5°35{,}0',$$

$$\nu = \frac{5°\ 36{,}0' - (-5°\ 34{,}0')}{2} = 5°\ 35{,}0'.$$

Однакове значення кута ν, отримане за трьома формулами, є контролем правильності обчислень.

IV.1.15. Виведення формул для визначення місця нуля (МО) і кутів нахилу тахеометра Т-30

Тахеометр Т-30 обладнаний одностороннім оптичним штриховим мікроскопом для відлічування горизонтального та вертикального кругів. Вертикальний круг оцифрований від 0° до 359°. Вертикальний круг схематично показано на *рис. IV.1.16*.

Нехай тахеометр приведено в робоче положення і при крузі ліворуч *КЛ*, труба наведена на точку *А*. Як зображено на *рис. IV.1.16*, під нульовий штрих алідади приблизно підійде штрих лімба, оцифрований цифрою 40°. Якщо опускати зорову трубу вниз, щоб встановити візирну вісь горизонтально, то значення на лімбі будуть зменшуватись і наближатись до нуля. Тому

$$\nu = КЛ - МО. \qquad (IV.1.59)$$

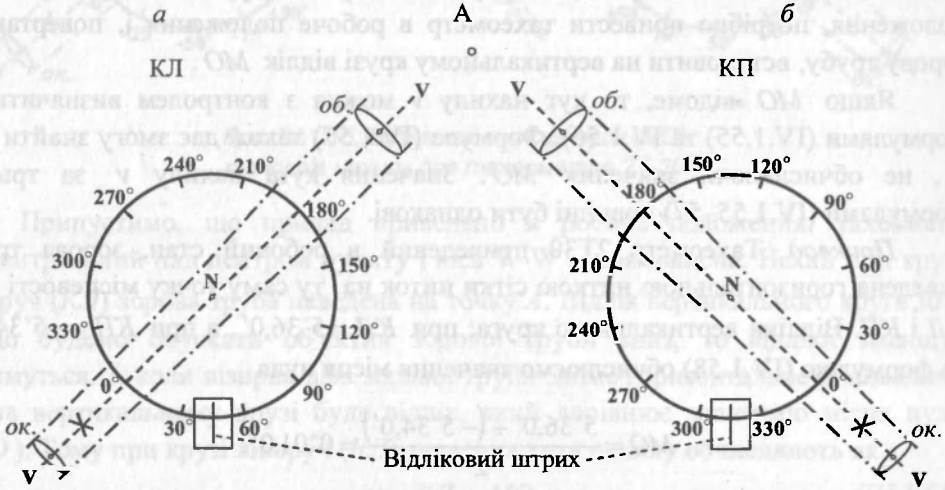


Рис. IV.1.16. Визначення місця нуля (МО) та кутів нахилу для тахеометра Т-30

При крузі праворуч *КП*, навпаки, коли зорова труба наведена на точку *А*, відлік вертикального круга буде близьким до 320°, а не до нуля. Тому запишемо, що

$$\nu = МО - КП + 360^\circ. \qquad (IV.1.60)$$

Додавши рівняння (IV.1.59) та (IV.1.60), отримаємо

$$2 \cdot \nu = КЛ - МО + МО - КП + 360^\circ.$$

Звідси

$$\nu = \frac{КЛ - КП + 360^\circ}{2}. \qquad (IV.1.61)$$

Якщо від рівняння (IV.1.59) відняти (IV.1.60), одержимо

$$0 = КЛ - МО - МО + КП - 360^\circ .$$

Або

$$МО = \frac{КЛ + КП - 360^\circ}{2} . \qquad (IV.1.62)$$

Отже, отримані формули дають змогу обчислити значення місця нуля та кута нахилу, коли вимірювання виконують тахеометром Т-30. Ці формули відрізняються від попередніх, що пояснюється іншим оцифруванням лімба вертикального круга.

Приклад. Тахеометр Т30 приведемо в робочий стан. Наводимо зорову трубу горизонтальною ниткою сітки ниток, при крузі ліворуч та при крузі праворуч на ту саму точку, і відлічуємо вертикальний круг. Отримаємо відліки, наприклад, $КЛ = 40^\circ 36'$, $КП = 319^\circ 28'$.

$$МО = \frac{40^\circ 36' + 319^\circ 28' - 360^\circ}{2} = 0^\circ 02' .$$

За формулами (IV.1.59), (IV.1.60) та (IV.1.61) обчислимо значення кута нахилу:

$$\nu = 40^\circ 36' - 0^\circ 02' = 40^\circ 34' ,$$

$$\nu = 0^\circ 02' - 319^\circ 28' + 360^\circ = 40^\circ 34' ,$$

$$\nu = \frac{40^\circ\ 36' - 319^\circ\ 28' + 360^\circ}{2} = 40^\circ\ 34' .$$

Як і в попередньому прикладі, одержимо значення кута нахилу з контролем.

IV.1.16. Приведення значення місця нуля (МО) до нуля

Якщо значення місця нуля *МО* дорівнює нулю і тахеометр приведений в робочий стан, тоді відліки при *КЛ* будуть кутами нахилу.

Коли значення місце нуля велике і незручне для обчислень, тоді необхідно змінити його і зменшити до нуля.

Відлік місця нуля (*МО*) можна змінити, якщо:

1) змінити положення осі циліндричного рівня на алідаді вертикального круга;

2) змінити положення візирної осі зорової труби або їхнє взаємне розташування.

Якщо тахеометр має циліндричний рівень при алідаді вертикального круга, то змінюють положення осі циліндричного рівня вертикальними виправними гвинтами рівня. Якщо ж тахеометр не має циліндричного рівня при

лідаді вертикального круга, то *МО* приводять до нуля за допомогою вертикальних виправних гвинтів сітки ниток, тобто змінюють положення візирної осі зорової труби.

Існують два способи приведення *МО* до нуля і для тахеометрів з циліндричним рівнем при алідаді вертикального круга і без рівня. Розглянемо ці методи.

І. Тахеометр з циліндричним рівнем при алідаді вертикального круга

Перший спосіб:

1. Визначають кут нахилу *v* на довільну точку місцевості. Завжди доцільно вибирати спостережувану точку місцевості, що розташована вище від осі обертання зорової труби тахеометра.

2. При *КЛ* наводять зорову трубу горизонтальною ниткою сітки ниток на цю саму точку місцевості, а навідним гвинтом циліндричного рівня при алідаді вертикального круга встановлюють відлік на вертикальному крузі, який дорівнює куту нахилу.

3. Якщо бульбашка циліндричного рівня при алідаді вертикального круга не розміщена в нуль-пункті, то її переміщають в нуль-пункт за допомогою вертикальних виправних гвинтів рівня.

Другий спосіб:

1. Знаходять значення місця нуля (*МО*).

2. Навідним гвинтом циліндричного рівня при алідаді вертикального круга встановлюють бульбашку в нуль-пункт.

3. Повертаючи зорову трубу у вертикальній площині, спочатку від руки, а потім її навідним гвинтом встановлюють на вертикальному крузі відлік, що дорівнює значенню *МО*. Якщо зорова труба у такому положенні, її візирна вісь буде в горизонтальній площині.

4. Навідним гвинтом циліндричного рівня при алідаді вертикального круга встановлюють на вертикальному крузі відлік $0^{\circ}00'$, тоді бульбашка циліндричного рівня переміститься з середини.

5. За допомогою виправних гвинтів циліндричного рівня, переміщають її в нуль-пункт.

ІІ. Тахеометр без циліндричного рівня при алідаді вертикального круга.

Перший спосіб:

1. Визначають кут нахилу *v* на довільну точку місцевості. Завжди доцільно вибирати спостережувану точку місцевості, розміщену вище від осі обертання зорової труби тахеометра.

2. При *КЛ* наводять зорову трубу на цю саму точку місцевості. Підйомним гвинтом, що розташований поближче до напрямку на спостережувану

точку, бульбашку циліндричного рівня при алідаді горизонтального круга переміщують на середину, а навідним гвинтом зорової труби встановлюють відлік на вертикальному крузі, який дорівнює значенню кута нахилу. Тоді горизонтальна нитка сітки ниток зміститься із спостережуваної точки.

3. Вертикальними виправними гвинтами сітки ниток переміщають сітку ниток так, щоб її горизонтальна нитка проектувалася на спостережувану точку місцевості.

Другий спосіб:

1. Знаходять значення місця нуля (*МО*).

2. Вертикально встановивши вісь обертання тахеометра, повертають зорову трубу у вертикальній площині, спочатку від руки, а потім її навідним гвинтом, встановлюють на вертикальному крузі відлік, який дорівнює значенню *МО* . У такому разі візирна вісь зорової труби буде в горизонтальній площині. На вертикальній площині, наприклад, на стіні будинку позначають точку, на яку проектується центр сітки ниток.

3. Навідним гвинтом зорової труби встановлюють на вертикальному крузі відлік $0^{\circ}00'$. Тоді центр сітки ниток зміститься із позначеної на стіні точки.

4. За допомогою вертикальних виправних гвинтів сітки ниток переміщають центр сітки ниток на цю точку.

Після виправлень ще раз визначають місце нуля (*МО*). Якщо необхідно, його виправляють ще раз.

Нагадаємо, що значення місця нуля повинно бути постійним і близьким до нуля. Про постійність місця нуля тахеометра роблять висновок за результатами його визначень протягом декількох днів спостережень.

IV.1.17. Перевірки кругових тахеометрів

Для тахеометрів з вертикальним кругом виконують такі самі перевірки, як і для теодолітів.

Нагадаємо ці перевірки:

1. Вісь циліндричного рівня при алідаді горизонтального круга має бути перпендикулярною до осі обертання тахеометра.

2. Перевірка правильності встановлення сітки ниток зорової труби. Вертикальний штрих сітки ниток зорової труби має бути у вертикальній площині, коли вісь обертання тахеометра прямовисна.

3. Візирна вісь зорової труби повинна бути перпендикулярна до осі обертання зорової труби (перевірка колімаційної похибки).

4. Вісь обертання зорової труби повинна бути перпендикулярна до осі обертання тахеометра.

5. Перевірка ексцентриситету алідади горизонтального круга.

Для тахеометрів також виконують перевірку місця нуля (*МО*).

Причинами зміни величини *МО* можуть бути:

1) нежорстке кріплення циліндричного рівня на алідаді горизонтального ıбо вертикального круга;

2) слабко закріплена сітка ниток зорової труби в оправі окуляра;

3) нежорстке з'єднання лімба вертикального круга із зоровою трубою.

Значення місця нуля (*МО*) переважно змінюється під час транспорту- ıання тахеометра або через різкі удари. Методи визначення величини місця ıуля та приведення його до нуля детально розглянуто в підрозділі IV.1.16.

IV.1.18. Будова номограмного тахеометра

Тахеометри поділяють на три основні групи: кругові, номограмні та пектронні.

До кругових тахеометрів належать ті, що мають вертикальний круг, за опомогою якого вимірюють кути нахилу для визначення перевищення та бчислення горизонтальної проекції лінії, виміряної нитковим віддалеміром.

Номограмні тахеометри мають додатковий вертикальний круг з анесеними на ньому номограмами, які дають змогу вимірювати безпосередньо ɔризонтальні проекції ліній і перевищення.

Широко застосовуються такі номограмні тахеометри, як: ТН (ТаН, 2ТаН), alta-020B, Dalta-010B.

Вертикальний круг номограмного тахеометра з градусними поділками орстко скріплений з віссю обертання зорової труби й обертається разом з нею. одатковий вертикальний круг закріплений нерухомо відносно колонки, на якій ɔіпиться вісь обертання труби. На цьому крузі нанесені номограми (криві лінії) ддалей та перевищень.

На *рис. IV.1.17* наведена принципова оптична схема номограмного тахео- ɜтра, на якій показано пунктирною лінією проходження сонячного променя ɟ рейки до ока спостерігача.

Промінь, що надходить від рейки через об'єктив та фокусну лінзу, ломлюється призмою і проходить через край нерухомого скляного круга, на ому нанесені криві діаграми віддалей та перевищень. Далі через призми та крооб'єктив зображення рейки та кривих номограм потрапляє на площину ки ниток, яке спостерігач бачить в окулярі зорової труби.

Для тахеометричного знімання найчастіше застосовують номограмний та- ометр Dalta-010B (*рис. IV.1.18*). Цифри в назві тахеометра – це середня квад- гична похибка визначення горизонтальної проекції віддалі в сантиметрах.

)

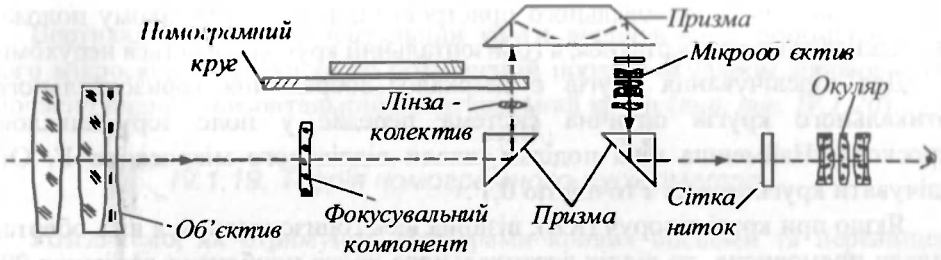


Рис. IV.1.17. Оптична схема тахеометра з номограмою

Основою тахеометра Dalta-010B є повторювальний теодоліт.

Зорова труба дає пряме зображення, має закріплювальний і навідний гвинти й коліматорний приціл. Чітке зображення спостережуваного предмета у зоровій трубі встановлюють фокусувальним гвинтом, а сітки ниток – діоптрійним кільцем.

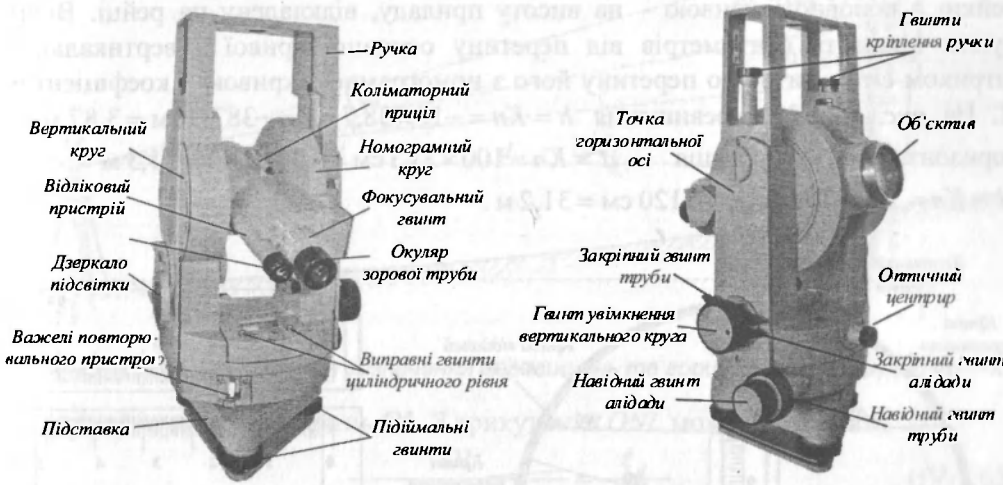


Рис. IV.1.18. Тахеометр Dalta-010B

Тахеометр має горизонтальний, вертикальний круги з нанесеними градусними поділками від 0° до 359° та номограмний круг. У робочий стан тахеометр установлюють трьома підіймальними гвинтами підставки спочатку приблизно за допомогою сферичного рівня, а точно за допомогою циліндричного рівня.

Щоб скріпити горизонтальний круг з алідадою, потрібно натиснути донизу важіль скріплювального пристрою. Тоді алідада й лімб обертатимуться разом. Для роз'єднання горизонтального круга й алідади треба натиснути на клямку,

ля чого важіль скріплювального пристрою підніметься. У такому положенні желя алідада може обертатися, а горизонтальний круг залишається нерухомим.

Для підсвічування кругів є дзеркало. Зображення горизонтального і ртикального кругів оптична система передає у поле зору шкалового кроскопа. Найменша ціна поділки шкали відлікового мікроскопа 1′. Отже, лічувати круги можна з точністю 0,1′.

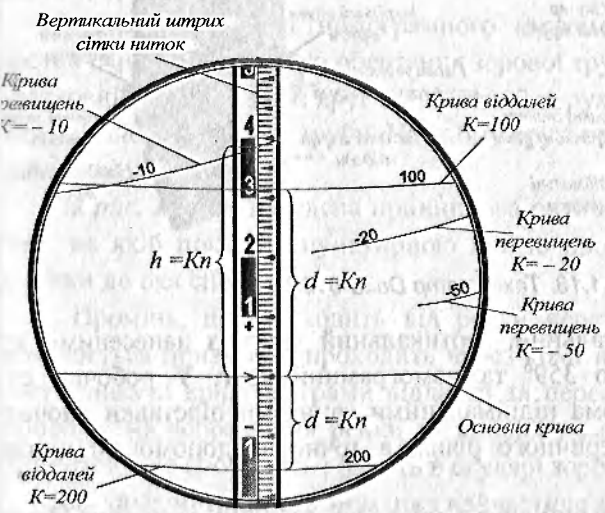
Якщо при крузі ліворуч (КЛ), візирна вісь горизонтальна, а вісь обертання риладу прямовисна, то відлік вертикального круга приблизно дорівнює 90°, а при крузі праворуч (КП) – 270°.

На *рис. IV.1.19* зображено поле зору зорової труби тахеометра Dalta-010B и круга ліворуч.

Номограма тахеометра Dalta-010B має основну криву, криві для мірювання перевищень (із коефіцієнтами ±10, ±20, ±50 і ±100) і дві криві для мірювання горизонтальних проекцій з коефіцієнтами 100 і 200.

Для вимірювання перевищення та горизонтальної проекції зорову трубу водять вертикальним штрихом сітки ниток на середину тахеометричної йки, а основною кривою – на висоту приладу, відкладену на рейці. Відлі- ють кількість сантиметрів від перетину основної кривої з вертикальним грихом сітки ниток до перетину його з номограмною кривою з коефіцієнтом

На *рис. IV.1.20* перевищення $h = Kn = -10 \times 38{,}7$ см $= -387{,}0$ см $= 3{,}87$ м, а ризонтальна проекція $d = Kn = 100 \times 31{,}3$ см $= -3130$ см $= 31{,}3$ м або $= Kn = 200 \times 15{,}6$ см $= -3120$ см $= 31{,}2$ м.



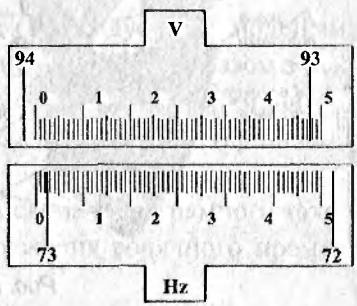


Рис. IV.1.20. Поле зору відлікового мікроскопа тахеометра Dalta-010B. Відліки горизонтального круга 73° 02,3′ вертикального круга 93° 57,5′

ис. IV.1.19. Поле зору труби тахеометра Dalta-010B

Вертикальний та горизонтальний круги відлічують за допомогою шкалового мікроскопа, окуляр якого розміщений поряд з окуляром зорової труби. Одночасно видно горизонтальний і вертикальний круги (див. *рис. IV.1.20*).

IV.1.19. Теорія номограмного тахеометра

Розглянемо, як отримують номограми кривих віддалей та перевищень. Для цього скористаємося *рис. IV.1.21*, де ℓ_d – відстань між основною кривою та кривою горизонтальних віддалей; φ_d – кут, відлічений за шкалою вертикального круга, що відповідає цій віддалі; ℓ_h – відстань за шкалою рейки між основною кривою та кривою перевищень; φ_h – кут, відлічений за вертикальним кругом, що відповідає цьому перевищенню.

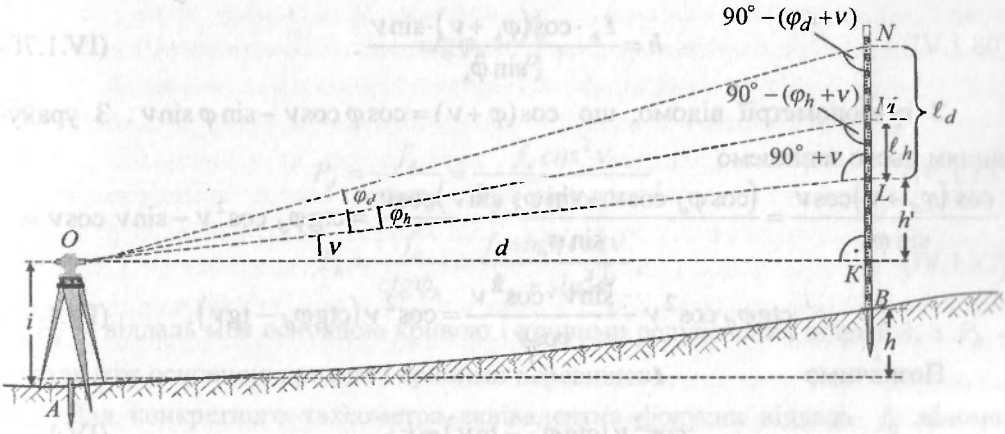


Рис. IV.1.21. До питання визначення перевищень та горизонтальних віддалей

Знайдемо двічі відстань *OL*. З трикутника *ONL* можемо записати

$$\frac{OL}{\sin[90^\circ-(\varphi_d+\nu)]}=\frac{\ell_d}{\sin\varphi_d}. \qquad \text{(IV.1.63)}$$

Звідси

$$OL=\frac{\sin[90^\circ+\nu]\ell_d}{\sin\varphi_d}. \qquad \text{(IV.1.64)}$$

Але

$$\sin[90^\circ-(\phi_d+\nu)]=\cos(\varphi_d+\nu), \qquad \text{(IV.1.65)}$$

годі

$$OL=\frac{\ell_d\cos(\varphi_d+\nu)}{\sin\varphi_d}. \qquad \text{(IV.1.66)}$$

З трикутника OML запишемо

$$\frac{OL}{\sin[90^\circ-(\varphi_h+\nu)]}=\frac{\ell_h}{\sin\varphi_h}, \qquad \text{(IV.1.67)}$$

дки

$$OL=\frac{\ell_h\cdot\cos(\varphi_h+\nu)}{\sin\varphi_h}. \qquad \text{(IV.1.68)}$$

Знайдемо величини d та h. З трикутника OKL: $d=OL\cos\nu$ або з урахуванням формули (IV.1.66)

$$d=\frac{\ell_d\cdot\cos(\varphi_d+\nu)\cos\nu}{\sin\varphi_d}. \qquad \text{(IV.1.69)}$$

З трикутника OKL: $h=OL\sin\nu$ або, взявши до уваги формулу (IV.1.68),

$$h=\frac{\ell_h\cdot\cos(\varphi_h+\nu)\cdot\sin\nu}{\sin\varphi_h}. \qquad \text{(IV.1.70)}$$

З тригонометрії відомо, що $\cos(\varphi+\nu)=\cos\varphi\cos\nu-\sin\varphi\sin\nu$. З урахуванням цього запишемо

$$\frac{\cos(\varphi_d+\nu)\cos\nu}{\sin\varphi_d}=\frac{(\cos\varphi_d\cos\nu-\sin\varphi_d\sin\nu)\cos\nu}{\sin\varphi_d}=\mathrm{ctg}\varphi_d\cos^2\nu-\sin\nu\cos\nu=$$

$$\mathrm{ctg}\varphi_d\cos^2\nu-\frac{\sin\nu\cdot\cos^2\nu}{\cos\nu}=\cos^2\nu(\mathrm{ctg}\varphi_d-\mathrm{tg}\nu). \qquad \text{(IV.1.71)}$$

Позначимо

$$\cos^2\nu(\mathrm{ctg}\varphi_d-\mathrm{tg}\nu)=k_d. \qquad \text{(IV.1.72)}$$

Аналогічно для виразу $\dfrac{\cos(\varphi_h+\nu)\sin\nu}{\sin\varphi_h}$ у формулі (IV.1.70) зробимо онометричні перетворення і отримаємо

$$\frac{\cos(\varphi_h+\nu)\sin\nu}{\sin\varphi_h}=\sin\nu\cos\nu(\mathrm{ctg}\varphi_d-\mathrm{tg}\nu). \qquad \text{(IV.1.73)}$$

Позначимо його k_h, тобто

$$k_h=sin\nu\cdot cos\nu\,(ctg\varphi_d-tg\nu). \qquad \text{(IV.1.74)}$$

Тоді формули (IV.1.69) та (IV.1.70) набудуть вигляду

$$d=\ell_d\,k_d. \qquad \text{(IV.1.75)}$$

$$h=\ell_h\,k_h. \qquad \text{(IV.1.76)}$$

З виразів (IV.1.72) та (IV.1.74) знайдемо $\mathrm{ctg}\varphi_d$ та $\mathrm{ctg}\varphi_h$

$$\mathrm{ctg}\varphi_d = \frac{k_d}{\cos^2 \nu} + \mathrm{tg}\nu\,; \qquad \text{(IV.1.77)}$$

$$\mathrm{ctg}\varphi_h = \frac{k_h}{\sin\nu \cdot \cos\nu} + \mathrm{tg}\nu\,. \qquad \text{(IV.1.78)}$$

З теорії ниткового віддалеміра відомо, що $ctg\varphi = \frac{f_e}{P}$, де f_e – еквівалентна фокусна віддаль; P – віддаль між віддалемірними штрихами сітки ниток. Тоді можемо записати

$$ctg\varphi_d = \frac{f_e}{P_d}, \qquad \text{(IV.1.79)}$$

$$ctg\varphi_h = \frac{f_e}{P_h}, \qquad \text{(IV.1.80)}$$

або

$$P_d = \frac{f_e}{ctg\varphi_d} = \frac{f_e \cos^2 \nu}{k_d + \sin\nu \cos\nu}, \qquad \text{(IV.1.81)}$$

$$P_h = \frac{f_e}{ctg\varphi_h} = \frac{f_e \sin\nu \cos\nu}{k_h + \sin^2 \nu}, \qquad \text{(IV.1.82)}$$

де P_d – віддаль між основною кривою і кривими редукованих віддалей, а P_h – віддаль між основною кривою і кривими перевищень.

Для конкретного тахеометра еквівалентна фокусна віддаль f_e відома. Якщо задати значення k_d та k_h, то можна обчислити за формулами (IV.1.81) та (IV.1.82) значення віддалей P_d та P_h для різних кутів нахилу ν, за якими будують нанесені на круг номограмні криві горизонтальних прокладень d та перевищень h.

IV.1.20. Перевірка номограмного тахеометра

Для номограмного тахеометра виконують такі самі перевірки, як і для кругових тахеометрів. Додатково виконують перевірку сферичного рівня, перевірку компенсатора вертикального круга (якщо вони є в номограмного тахеометра) та місця зеніту (MZ).

1. Перевірка сферичного рівня.

Умова. *Вісь сферичного рівня має бути паралельна до вертикальної осі обертання приладу.*

За допомогою підіймальних гвинтів підставки встановлюють бульбашку еричного рівня на середину і обертають алідаду на 180°. Якщо бульбашка зня змістилася із середини, то її переміщують у напряму до середини на ловину дуги відхилення виправними гвинтами сферичного рівня. Перевірку вторюють доти, доки відхилення бульбашки не буде ≤ 0,2 поділки рівня.

2. Перевірка компенсатора вертикального круга.

Умова. *Компенсатор має забезпечувати сталість відліку вертикального уга з нахилом осі обертання тахеометра у межах* ± 4'.

За допомогою циліндричного рівня при алідаді горизонтального круга тановлюють вертикальну вісь обертання тахеометра прямовисно.

Спочатку перевіряють точність роботи компенсатора.

Для цього вибирають добре видиму точку, розташовану в створі одного з діймальних гвинтів підставки. Спрямовують двічі зорову трубу на неї й оразу відлічують вертикальний круг. Обертають тахеометр на 90°, тобто так, об рівень алідади горизонтального круга розташувався в напрямі вибраного вору. Цим підіймальним гвинтом нахиляють вертикальну вісь обертання хеометра на 2–3 поділки рівня. Знову двічі візують на вибрану точку, відлічючи щоразу вертикальний круг. Аналогічно тим самим гвинтом нахиляють хеометр у протилежному напрямку. Тоді нахиляють вертикальну вісь обертання тахеометра двома іншими підіймальними гвинтами ліворуч і праворуч кож на 2–3 поділки рівня. Після кожного нахилення відлічують вертикальний уг. Різниця між середніми арифметичними двох пар відліків до нахилення і сля нахилення не повинна перевищувати 0,1′.

Щоб перевірити межі роботи компенсатора, установлюють вертикальну сь обертання тахеометра прямовисно. Відлічують вертикальний круг. Спостегаючи в окуляр відлікового мікроскопа, повільно обертають підіймальний инт підставки, що розташований найближче до напряму візирної площини. Штрих лімба вертикального круга переміщатиметься відносно шкали мікроопа. Підіймальний гвинт обертають доти, доки штрих не зупиниться. Знову длічують вертикальний круг. Різниця цього відліку з початковим і дасть кут мпенсації у вибраному напрямку. Перевірку продовжують, обертаючи цей инт у протилежному напрямку, попередньо установивши вісь тахеометра юву прямовисно. Далі двома іншими гвинтами, розміщеними перпенкулярно до візирної осі, обертаючи їх у різні боки, нахиляють тахеометр воруч і праворуч до припинення дії компенсатора. Різниця відліків – початвого та після припинення компенсації – і буде межею компенсації у апрямку, перпендикулярному до візирної осі.

3. Перевірка місця зеніту *MZ* вертикального круга.

Умова. *Місце зеніту вертикального круга має бути сталим і близьким до нуля.*

Відлік вертикального круга, коли візирна вісь зорової труби, спрямованої в зеніт, і вертикальна вісь обертання тахеометра прямовисні, називають ***місцем зеніту*** (MZ).

Щоб перевірити виконання цієї умови, вертикальну вісь тахеометра встановлюють прямовисно. При двох положеннях вертикального круга наводять зорову трубу на чітку і не дуже високо розташовану точку точкою перетину вертикального штриха сітки ниток з основною кривою. Під час кожного наведення відлічують вертикальний круг, тобто одержують відліки КЛ та КП. Місце зеніту обчислюють за формулою

$$MZ = \frac{КЛ + КП - 360^\circ}{2}. \qquad (IV.1.83)$$

Якщо величина $MZ > 5'$, то номограмними кривими користуватися не можна. Тому для виправлення визначають правильні відліки вертикального круга на спостережувану точку $КЛ_{пр}$ та $КЛ_{пр}$, коли значення $MZ = 0$ за формулами

$$\left.\begin{aligned} КЛ_{пр} &= КЛ - MZ \\ КП_{пр} &= КП - MZ \end{aligned}\right| . \qquad (IV.1.84)$$

Переміщаючи юстувальні важки компенсатора, встановлюють правильний відлік вертикального круга.

IV.1.21. Електронні тахеометри та автоматизовані системи відлічування

Електронні тахеометри мають відлікові пристрої, які дають змогу автоматизувати вимірювання кутів. Результати вимірювань безпосередньо можна записувати в пам'ять приладу. У цих тахеометрах горизонтальні та вертикальні скляні круги (лімби) із градусними поділками замінено на скляні диски з нанесеними на них доріжками прозорих і непрозорих полів.

Такі диски з умовними позначками розміщують між джерелом світла та фотодетектором. Вони виконують роль модуляторів світла. Пройшовши через диски, світло, що потрапляє на фотоелектроди, буде модульованим. Зчитані з фотоелектрода електричні імпульси, збуджені модульованими світловими променями, дають змогу встановити значення відліку, висвітити його на дисплеї, зареєструвати цей відлік автоматично в електронній пам'яті приладу або, за наявності інтерфейсу, передати його в комп'ютер.

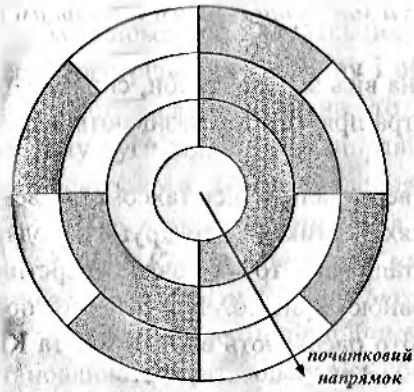


Рис. IV.1.22. Кодова система відлічування

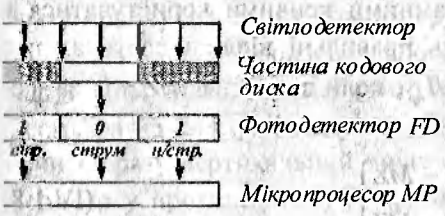


Рис. IV.1.23. Переріз диску за вибраним напрямком

Останніми роками розроблено три системи автоматичного відлічування: ***кодові***, ***імпульсні*** та ***динамічні***. Усі ці системи відлічування основані на загальному принципі автоматизованого підрахунку світлових (електричних) імпульсів за допомогою мікропроцесорів і перетворенні цих імпульсів на відлік у числовому вигляді.

Розглянемо ці три системи автоматичного відлічування.

Проста ілюстрація кодової системи відліку подана на *рис. IV.1.22*. На рисунку зображено коловий диск із концентрично нанесеними доріжками коду двійкової системи лічби. Теоретично можна створити зчитувальний автоматичний пристрій із системою цифр, за якою ми звикли відлічувати візуально. Однак електронний пристрій буде набагато простішим, якщо користуватися двійковою системою. Це пояснюється тим, що двійкові цифри дуже просто можна реалізувати фізично: темно – світло; напруга є – немає; реле ввімкнуте – вимкнене. На жаль, для двійкового коду пам'ять ЕОМ має бути у 3,3 раза більшою, ніж десятковий код. Тому інколи застосовують двійково-десятинні та інші коди. Доріжки відраховують від центра круга. Перша складається з двох полів – затемненого і світлого півкола, а кожній наступній кількість полів подвоюється. При цьому почергово чергуються прозорі й непрозорі поля. На *рис. IV.1.22* показано три доріжки. Остання має $2^3 = 8$ інтервалів. У практиці доріжок може бути, наприклад, дванадцять. Тоді остання доріжка матиме $2^{12} = 4096$ інтервалів.

Зауважимо: якщо треба визначити положення алідади з точністю $1cc$ (для градусних поділок круг поділено на $400g$: $1g = 100c$; $1c - 100cc$), то на крузі радіусом $r = 60$ мм потрібно мати дуги a розміром

$$a = \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{400 \cdot 100 \cdot 100} = \frac{6{,}283185 \cdot 60}{4000000} = 0{,}000094248 \text{ мм.} \qquad \text{(IV.1.85)}$$

Тому закодувати повністю відлік неможливо. Найменшою величиною, що кодується, буде $0{,}1g$. Тоді розмір дуг 0,094 мм або приблизно 0,1 мм. Для визначення частини поділки, меншої за $0{,}1g$, потрібне інше рішення. Поки що використовують аналогову (безперервну) систему, яка в першому наближенні відповідає способу відлічування секунд у класичних теодолітах, тобто частини, менші від одного інтервалу, оцінюються окремо.

Перейдемо до принципової суті кодової системи відліку. Над диском (див. *рис. IV.1.23*) розташоване джерело світла. Промені світла проходять щілинну заслінку і перетворюються на "площину світла", спрямовану паралельно до осі обертання теодоліта. Далі вони попадають на фотодетектор FD. Промінь, пройшовши через прозоре поле кодового диска, збуджує у діодах фотодетектора сигнал, що відповідає двійковій цифрі 0, а відсутність такого сигналу дає цифру 1. Отже, відповідно до *рис. IV.1.21* (три доріжки), фотодетектор дає відлік 101. Потім відліки надходять на мікропроцесор для подальшого оброблення.

Розглянемо імпульсний принцип автоматизації відліку. Принцип зчитування відліку за допомогою імпульсних систем оснований на тому, що деякий постійний кут повороту алідади прирівнюють до одного імпульсу. Це означає, що будь-яку зміну в положенні алідади можна прирівнювати до певної кількості імпульсів. Якщо N – кількість імпульсів, що подаються при одному повному повороті круга, розділеному на $400g$, то одному імпульсу відповідатиме кут, який називається квантом і визначається за формулою

$$a = \frac{400g}{N}. \qquad \text{(IV.1.86)}$$

Прозорий і сусідній непрозорий штрих диска утворюють один квант кута. Доріжку прозорих та непрозорих штрихів називають ***растром***. Ціна елемента квантування C для $N = 4000$ буде $0{,}1g$ (0,1 града), тобто $C = 0{,}1g$.

Лічильник рахує кількість імпульсів L, які виникли під час обертання круга від одного напрямку до другого. Тоді величина кута буде

$$a = C \cdot L. \qquad \text{(IV.1.87)}$$

Визначимо необхідну кількість імпульсів, якщо точність відлічування $1cc$ (одна градова секунда). Розв'язуючи (IV.1.87) відносно N за точності відліку $C = 1cc$, знайдемо

$$N = \frac{400g \cdot 100 \cdot 100}{1cc} = 4 \cdot 10^6.$$

Таку кількість імпульсів отримати на крузі радіусом 60 мм або більшому неможливо. Кількість імпульсів можна зменшити за допомогою певних конструктивних рішень.

Отже, кількісне значення кута можна знайти, якщо знайти кількість даних імпульсів, що відповідає зміні положення алідади під час візування на прямки, що утворюють цей кут. Частота імпульсів буде змінною величиною, алежною від того, як швидко обертає алідаду виконавець.

Використовують також світлові імпульси, які перетворюються на електчні або на імпульси, викликані електричною індукцією.

Тому розглянемо фотоелектричні та електроіндуктивні (індуктивні) імльсні методи.

В імпульсному методі ядром приладу також є скляний круг (лімб), що має дну доріжку рисок (*рис. IV.1.24*). Ширина рисок така сама, як і ширина оміжків між ними. Цей круг називають вимірювальним, або вимірювальною іткою. Напроти цієї сітки, на найменшій віддалі від неї розташована відлікова ітка М, яку називають ***маскою***. Риски та проміжки цієї сітки-маски такі самі, к і у вимірювальної сітки. Риски та проміжки створюють ряд прозорих та епрозорих полів.

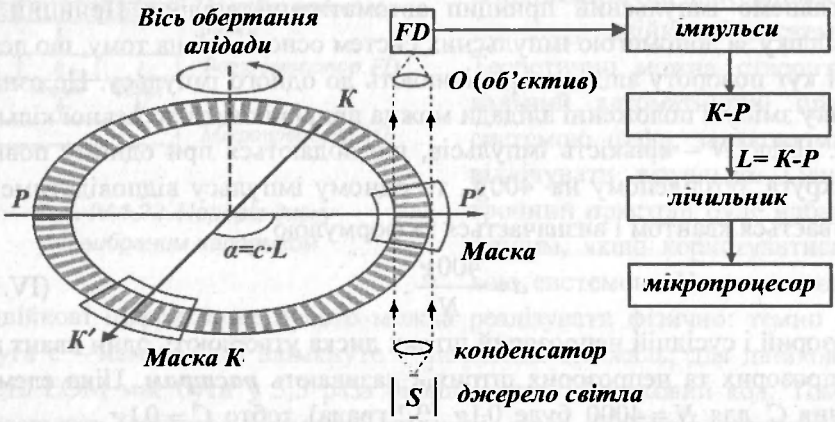


Рис. IV.1.24. Принципова схема імпульсної системи автоматизації відліків

Світло від джерела S (люмінесцентного діода) конденсатор перетворює на аралельний пучок, який проходить вимірювальну, а потім відлікову сітку. Скерований об'єктивом *O*, він потрапляє на фотодіод *FD*. Якщо відлікова сітка ід час вимірювань рухається відносно вимірювальної, тоді світловий потік, кий потрапляє на фотодіод, коливатиметься між певними максимальною та інімальною величинами. Найбільший потік світла потрапляє на фотодіод тоді, оли риски обох сіток перекриваються, а найменший (теоретично – нульовий) – оли проміжки вимірювальної сітки закриті рисками відлікової сітки. Під час овороту візирної осі (алідади) із напрямку *K* на напрямок *P* певна кількість

імпульсів світла потрапляє на фотодіод. Електричний струм, збуджений імпульсами світла у фотодіоді, матиме майже синусний хід.

Синусоїдальний струм за допомогою тригерного та диференціювального електричних ланцюгів (на *рис. IV.1.24* не показані) перетворюється спочатку на прямокутні сигнали, а потім на імпульсні, які лічильник підраховує, а мікропроцесор перетворює на цифрові відліки. Така принципова схема імпульсної системи відлічування.

На жаль, така проста система не дає змоги розрізняти напрямки руху алідади. Тому цю систему ускладнюють, використовуючи дві маски та два діоди. Однак це не змінює суті методу.

Тепер розглянемо динамічні системи автоматизації відліку. Мірою кутів може бути час t, якщо сконструювати пристрій, який рівномірно обертатиметься і його частота або період обертання T будуть відомі з високою точністю. Тоді можна знайти значення кута, визначивши відрізок часу t, за який деяка точка або риска на крузі проходить дуги між відповідними напрямками, що утворюють цей кут α, на підставі формули

$$a = \omega \cdot t, \qquad \text{(IV.1.88)}$$

де ω – кутова швидкість обертання.

Оскільки кутова швидкість ω дорівнює

$$\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T}, \qquad \text{(IV.1.89)}$$

тоді

$$\alpha = \frac{2 \cdot \pi}{T} t. \qquad \text{(IV.1.90)}$$

Нехай відома кількість обертів n круга за хвилину. Тоді період обертання T в секундах або частоту знайдемо за формулою $\frac{60}{n_{об}} = \frac{T}{1_{об}}$. Звідси

$$T = \frac{60}{n} = \frac{1}{f}. \qquad \text{(IV.1.91)}$$

Підставивши значення (IV.1.91) у рівняння (IV.1.90), отримаємо

$$\alpha = 2 \cdot \pi \frac{n}{60} t. \qquad \text{(IV.1.92)}$$

Але $2 \cdot \pi \frac{n}{60} = const = C$. Тоді

$$a = C \cdot t. \qquad \text{(IV.1.93)}$$

Оскільки мірою кута може бути час, тому динамічний метод ще називають ***часовим***.

Розглянутий вище імпульсний метод також є динамічним, але в імпульсному методі обертання круга не обов'язково повинні бути рівномірними. Динамічний метод вимагає рівномірних обертань круга з постійною частотою. Такий метод оснований на застосуванні імпульсного диска (лімба) та чотирьох відлікових фотоелектричних пристроїв, які під час вимірювання розміщують у площинах P^1P та K^1K (на *рис. IV.1.25* показано два з них – P та K), які утворюють цей кут. Перед вимірюваннями круг (горизонтальний та вертикальний) приводять в обертовий рух навколо своєї осі зі сталою частотою, яку контролює мікропроцесор. Доріжка диска *P*, пересуваючись під щілинами M_P і M_K систем відлічування *P* і *K* (*рис. IV.1.25*), виконує функції модулятора світла і створює дві смужки світлових сигналів в інтервалах, що відповідають положенню цих систем над доріжкою диска.

Світлові сигнали над напрямками *P* і *K* та збуджені ними електричні імпульси приходять у мікропроцесор неодночасно. Ця неодночасність трансформується лічильниками та мікропроцесором у часову міру кута t та числове значення кута α. Тоді за даними зчитувачів *P* та *K* отримують приблизне значення кута. Потім, використовуючи дані всіх чотирьох систем відлічування *P*, *K*, *P'*, *K'*, одержують точне значення кута α. Весь процес автоматизований.

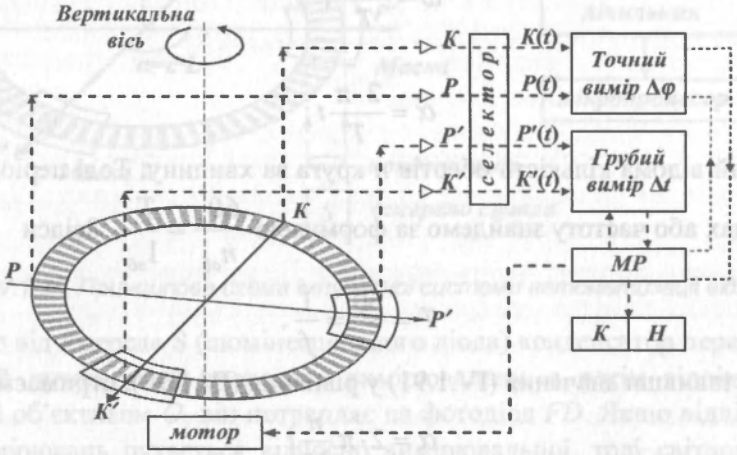


Рис. IV.1.25. Принципова схема динамічної системи автоматизації відліків

Під час вимірювання кутів нульовий діаметр лімба, над яким розташована дна пара фотодіодів, встановлюють за одним із напрямків кута, а трубу прямовують за другим напрямком кута. З цим напрямком збігається поло-

ження другої пари діодів. У разі зміни напрямку обертання круга, навпаки, трубу спрямовують на перший, а нульовий діаметр – на другий напрямок кута.

Завдяки діаметральному протилежному розташуванню систем відлічування P' і P та K' і K та обертанню круга під час вимірювання у двох протилежних напрямках не виникають похибки ексцентриситету – незбігання центрів кругів та систем відлічування. Значення горизонтального і вертикального кутів та похибок висвічується на центральному мікропроцесорі. Прилад має додаткові системи компенсації впливу нахилу вертикальної осі теодоліта (неточного горизонтування приладу) на значення горизонтальних та вертикальних кутів. Зафіксовані фотодетектором зміни нахилу приладу перетворюються на поправки і вводяться у виміряні горизонтальні та вертикальні кути.

IV.1.22. Будова електронного тахеометра Leica TC 403L

Сьогодні в геодезичній практиці все ширше застосовують не оптичні, а електронні тахеометри. Ці прилади призначені для оптимізації виробничих процесів, зменшення непродуктивних витрат та поліпшення якості робіт. Передові технології, реалізовані в цих тахеометрах, дають змогу підвищити швидкість і продуктивність праці.

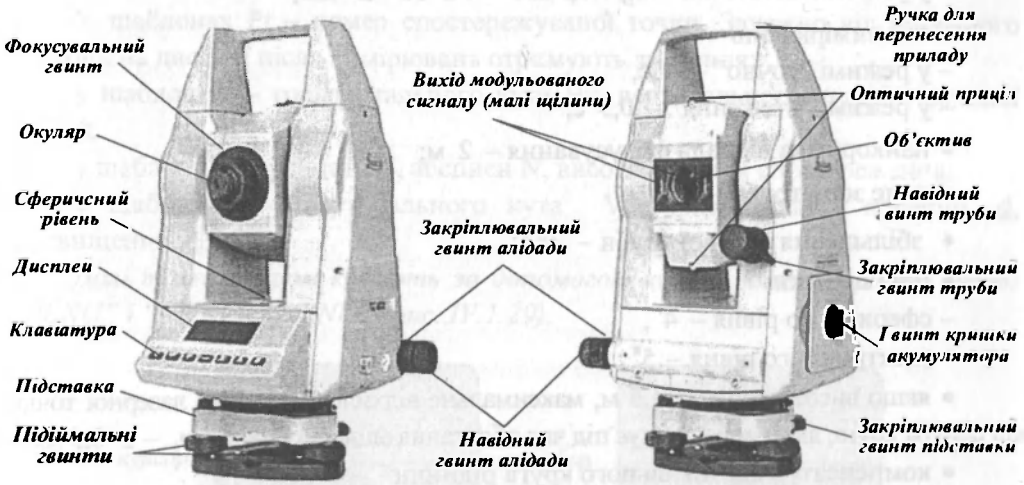


Рис. IV.1.26. Загальний вигляд електронного тахеометра Leica TC 403L

Відомі світові фірми Sokkia (Японія), Leica (Швейцарія) виробляють різні серії електронних тахеометрів, які використовуються як для знімальних робіт, так і для розв'язання інженерних задач. Внутрішні програми тахеометрів дають

змогу виконувати знімання і орієнтування, обернені засічки, обчислення площ, здійснювати розмічувальні роботи в будівництві.

На *рис. IV.1.26* показано загальний вигляд та основні частини електронного тахеометра Leica TC 403L, а на *рис. IV.1.27* – написи на клавіатурі у збільшеному вигляді.

Рис. IV.1.27. Написи та зображення на клавіатурі

Комплект електронного тахеометра складається зі штатива, акумулятора, зарядного пристрою, відбивачів, штанги зі сферичним рівнем для встановлення відбивача над точкою, ключів, ниткового виска, ламаного окуляра.

Наведемо основні технічні характеристики електронного тахеометра Leica TC403L:

- оптимальні значення вимірювання віддалі (залежать від погоди та кількості призм на відбивачі) – $800 \div 2000$ м;
- середня квадратична похибка вимірювання лінії (рівняння регресії):

– у режимі "точно" $m_D = 3$ мм $+ 3 \cdot 10^{-6} D$ мм;

– у режимі "стеження" $m_D = 10$ мм $+ + 3 \cdot 10^{-6} D$ мм;

- час вимірювань

– у режимі "точно" – 4 с,

– у режимі "стеження" – 0,5 с;

- найкоротша віддаль фокусування – 2 м;
- поле зору труби – 1,5°,
- збільшення зорової труби – $28^{\times}$;
- ціна поділки

– сферичного рівня – $4'$,

– електронного рівня – $5''$;

- якщо висота приладу 1,5 м, максимальне відхилення центра лазерної точки від центра круга, який вона описує під час обертання алідадної частини, – < 0,5 мм;
- компенсатор вертикального круга рідинний,

- діапазон дії – $5'$;
- точність компенсування – $2''$;

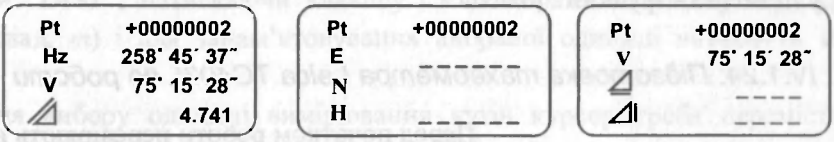
- екран – кристалічний (4 рядки з 16 символів);
- внутрішня пам'ять – 1300 масивів даних для вимірів або 1800 точок із координатами.

Запас живлення від акумулятора GEB70 (12В/2.0А): вимірювання кутів – 30 годин, у режимі вимірювання кутів та ліній – 12 годин, а від акумулятора GEB77 (12В/0.6А) – відповідно 10 та 5 годин.

IV.1.23. Керування тахеометром Leica TC 403L

Перш ніж увімкнути електронний тахеометр за допомогою трьох підіймальних гвинтів, бульбашку сферичного рівня переміщують на середину. Якщо цього не зроблено, то після вмикання приладу лунає звуковий сигнал, а на дисплеї висвітиться повідомлення ERROR 58 Tilt.

Вмикають та вимикають прилад за допомогою кнопки [ON OFF]. Після ввімкнення прилад виконує автоматичне тестування і на дисплеї з'явиться зображення одного із шаблонів, наведених на *рис. IV.1.28.*



Шаблон 1 ***Шаблон 2*** ***Шаблон 3***

Рис. IV.1.28. Шаблони вимірювань

У шаблонах Pt – номер спостережуваної точки. Залежно від вибраного шаблона на дисплеї після вимірювань отримують значення:

у шаблоні 1 – горизонтального кута Hz, вертикального кута V, похилої лінії ⊿;

у шаблоні 2 – ординати E, абсциси N, висоти H точки спостереження;

у шаблоні 3 – вертикального кута V, горизонтальної проекції ⊿, перевищення ⊿l.

Далі тахеометром керують за допомогою кнопок клавіатури та меню "MENU" і "CONFIG MENU" (рис. IV.1.29).

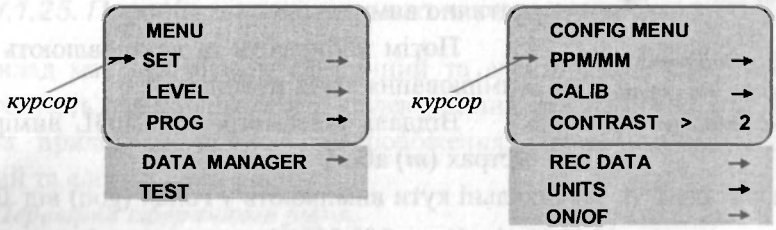


Рис. IV.1.29. Зображення на екрані "MENU" і "CONFIG MENU"

Для виклику на екран "MENU" необхідно натиснути клавішу [MENU], а дл лику "CONFIG MENU" – натиснути клавішу [MENU] і втримувати її приблизн до появи звукового сигналу.

У "MENU" є такі підменю: "SET", "LEVEL", "PROG", "DAT ANAGER", "TEST";

"CONFIG MENU" має підменю: "PPM/MM", "CALIB", "CONTRAS EC DATA", "UNITS", "ON/OF".

На вибране підменю вказує курсор, який переміщають до підмен авішами [DIST ▲] (вверх) або [ALL ▼] (вниз).

Щоб увійти у вибране підменю, тобто викликати його зображення н сплей, потрібно клавішами [DIST ▲] або [ALL ▼] підвести до нього курсор і натиснут авішу [REG ▶].

У "CONFIG MENU" вводять величини, які використовуватимуться під ча боти, у підменю – функції "MENU".

IV.1.24. Підготовка тахеометра Leica TC403L до роботи

```
v MENU ¤ TEST
→ INTENSITY        →
  BATTERY          7
  TEMP°C           21
```

Рис. IV.1.30. Зображення на дисплеї під час входу в підменю"TEST"

```
  UNITS
→ DIST    >    m
  ANGLE   >    360s
  V-ANGL  >    V
  ROUND   >    lov
```

Рис. IV.1.31. Вибір величин вимірювання та ступені заокруглення кутів

Перед початком роботи перевіряють напруг батареї. Для цього клавішею [ON OFF] вмикают прилад. Натискають клавішу [MENU], а клавішам [DIST ▲] або [ALL ▼] переміщають курсор до підмен "TEST" (*рис. IV.1.30*) і натискають клавішу [REG ▶] На дисплеї висвітиться повідомлення про тем пературу приладу 21°*C* і заряд батареї – одиниць. Заряд батареї, що дає змогу працюва ти приладом, – від 9 до 3 одиниць. Якщо напруг недостатня для роботи приладу, то пролуна звуковий сигнал і на дисплеї з'явиться повідом лення "Battery low". З недостатньо зарядженок батареєю працювати неможливо і прилад авто матично вимикається.

Потім вибирають та встановлюють одини вимірювання кутів та віддалей.

Віддалі тахеометром TC403L вимірюють метрах (***m***) або футах (**"US ft"**).

Горизонтальні та вертикальні кути вимірюють у гонах (gon) від 0 до 40 gon, у частках градуса (360*d*) від 0° до 359,999° і в градусах, мінутах, секунда (360*s*) від 0° до 359°59′59″.

Вертикальні кути вимірюють як зенітну відстань (V) від 0° до 180°, кут нахилу (±V) від −90° до +90° або вимірюють значення ухилу у відсотках (V%).

Тахеометр Leica TC403L має три ступені заокруглення кутових вимірів: "high" (точність відлічування 1″), "med" (точність відлічування 5″), "low" (точність відлічування 10″).

Для вибору та встановлення одиниць вимірювання віддалі, горизонтального й вертикального кутів та ступеня заокруглення їхніх значень необхідно викликати на дисплей "CONFIG MENU" (*рис. IV.1.29*), підвести курсор до підменю "UNITS" і увійти в нього, натиснувши клавішу [REG]. На дисплеї висвітиться зображення (*рис. IV.1.31*).

Щоб вибрати одиниці вимірювання віддалі, треба перемістити курсор до команди "DIST", натискаючи клавішу [REG], вибрати необхідну міру одиниці (наприклад, *m*) і для запам'ятовування вибраної одиниці натиснути клавішу [CONT].

Для вибору одиниці вимірювання кутів курсор треба перемістити до команди "ANGLE", натискаючи клавішу [REG], вибрати необхідний знак одиниці вимірювання кута (наприклад, 360s) і, щоб запам'ятати його, натиснути клавішу [CONT].

Для вибору режиму вимірювання вертикальних кутів (наприклад, кутів нахилу ±V) переміщають курсор до підменю "V-ANGL", натискаючи клавішу [REG], вибирають параметр вимірювання. Для запам'ятовування треба натиснути клавішу [CONT].

Щоб вибрати ступінь заокруглення кутових вимірів, треба перемістити курсор до команди "ROUND", натискаючи клавішу [REG], вибрати необхідний ступінь заокруглення (high, med або low) і для запам'ятовування натиснути клавішу [CONT].

IV.1.25. Перевірки електронного тахеометра Leica TC403L

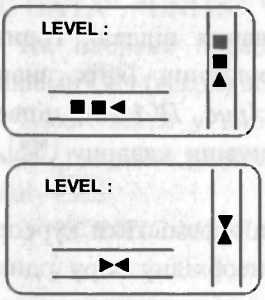
Прилад має два рівні – сферичний та електронний. Сферичний рівень використовують для наближеного, а електронний для точного встановлення осі обертання приладу в прямовисне положення. Тому необхідно перевірити сферичний та електронний рівні.

1. ***Перевірка сферичного рівня***.

Цю перевірку та юстування виконують аналогічно, як і в оптичних теодолітах.

2. ***Перевірка електронного рівня.***

Електронний рівень дає змогу не тільки точно встановити вертикальну ь приладу прямовисно, але й перевірити збігання з цією віссю лазерного ɔменя, за допомогою якого виконують точне центрування приладу. Тому ɔевірку електронного рівня виконують одночасно з перевіркою лазерного ıтрира.



'ис. IV.1.32. Зображення ɔказників електронного рівня: а – до і б – після установлення осі обертання приладу прямовисно

Для того, щоб викликати на екран зображення стану електронного рівня, треба за допомогою трьох підіймальних гвинтів перемістити бульбашку сферичного рівня на середину та увімкнути прилад, натиснувши клавішу [ON OFF], викликати меню "MENU" і увійти в підменю "LEVEL". На дисплеї з'явиться зображення електронного рівня (*рис. IV.1. 32, а*).

Встановлюють алідадну частину так, щоб один із показників стану електронного рівня розташувався паралельно до двох підіймальних гвинтів. Обертаючи їх у протилежні боки, встановлюють цей показник симетрично (*рис. IV.1. 32, б*). Другий показник електронного рівня встановлюють симетрично за допомогою третього підіймального гвинта.

Активізують лазерний центр, тримаючи натиснутою більш ніж 2 с авішу [CONT]. Внизу на поверхні землі з'явиться пляма лазерного центрира. ɔли показники електронного рівня у такому положенні, як на *рис. IV.1.32.б*, то ı час обертання алідади на 360° радіус круга, який описує центр плями зерного центрира, не повинен перевищувати 0,5 мм. Якщо умова виконується, ді для переходу в режим вимірювань необхідно натиснути двічі клавішу [CONT]. ɔщо ж умова не виконується, тоді прилад треба передати для юстування на вод виробника.

3. Визначення та введення у пам'ять приладу нового значення ɔлімаційної похибки С.

Умова перевірки. *Візирна вісь зорової труби має бути перпендикулярною осі обертання зорової труби.*

Величина колімаційної похибки вводиться в пам'ять приладу й автома чно враховується під час вимірювання горизонтальних кутів.

Щоб знайти та ввести у пам'ять приладу нове значення колімаційної по ıбки, встановлюють за допомогою електронного рівня вісь обертання приладу прямовисне положення. Викликають на дисплей "CONFIG MENU" (*рис. '.1.33*) і входять у підменю "CALIB". На дисплеї висвітиться зображення під-

меню "CALIB". Підменю "CALIB" має ще два підменю ("V-INDEX" і "Hz-COLLIM").

Підводять курсор до підменю "Hz-COLLIM" і входять у нього. На дисплеї з'явиться зображення зі старим значенням колімаційної похибки (*рис. IV.1. 33*).

Коли вертикальний круг ліворуч, натискають клавішу [CONT] і наводять центр сітки ниток зорової труби на далеку добре видиму точку. Натискають клавішу [CONT]. На дисплеї з'явиться встановлене раніше значення колімаційної похибки (*рис. IV.1.33, а*).

Обертають алідаду на 180°, переводять трубу через зеніт і наводять центр сітки ниток на цю точку. Натискають клавішу [CONT]. Після цього на дисплеї з'явиться нове значення колімаційної похибки (*рис. IV.1. 33, б*). Щоб зафіксувати його в пам'яті приладу і повернутися до вимірювань, ще раз натискають клавішу [CONT].

а

CALIB *Hz - COLLIM
C 0° 00' 07"
C new _ _ _
> Measure Collim <

б

CALIB *Hz - COLLIM
C 0° 00' 07"
C new 0° 00' 12"
> Measure Collim <

Рис. IV.1.33. Зображення підменю "Hz-COLLIM": а – до визначення нового значення колімаційної похибки, б – після визначення нового значення колімаційної похибки

4. ***Визначення та введення у пам'ять приладу місця нуля (МО), місця зеніту (MZ) вертикального круга.***

Нагадаємо, що місцем нуля (*МО*) називається відлік вертикального круга, коли візирна вісь гори-зонтальна, а вісь обертання приладу прямовисна.

Відлік вертикального круга, коли візирна вісь і вісь обертання приладу прямовисні, називається місцем зеніту (*MZ*).

Умова. *Місце нуля (місце зеніту) має бути відомим, близьким до нуля і постійним.*

Перед визначенням *МО (MZ)* вертикальну вісь обертання приладу за допомогою електронного рівня установлюють прямовисно. Викликають "CONFIG MENU", входять в підменю "CALIB", а потім у підменю "V-INDEX". На дисплеї висвітиться попередньо введене у пам'ять приладу значення *МО (MZ)* (*рис. IV.1.34, а*).

З вертикальним кругом ліворуч натискають клавішу [CONT] і наводять центр сітки ниток на далеку добре видиму точку або на центр відбивача, встановленого на віддалі понад 100 м від приладу. Знову натискають клавішу [CONT].

а

CALIB *V-INDEX
I 0° 00' 17"
I new _ _ _
>MEASURE INDEX<

б

CALIB *V-INDEX
I 0° 00' 17"
I new 0° 00' 08"
> Set Value <

*Рис. IV.1.34. Зображення на дисплеї підменю "CALIB *V-INDEX": а – із попереднім значенням МО (MZ), б – з новим значенням МО (MZ)*

Візують на цю саму точку центром сітки ниток, коли вертикальний круг оаворуч, і натискають клавішу [CONT]. На дисплеї висвітиться нове значення ісця нуля (*рис. IV.1. 34, б*). Щоб ввести це значення у пам'ять приладу і овернутися до вимірювань, ще раз натискають клавішу [CONT].

Колімаційну похибку та місце нуля треба визначати перед початком имірювань, після переїздів та великих переходів, якщо температура повітря инюється більше ніж на 10°.

IV.2. Виконання тахеометричного знімання поверхні

IV.2.1. Знімальна основа для тахеометричного знімання

Для виконання тахеометричного знімання пунктами знімальної основи ожуть бути пункти:

– Державної геодезичної мережі (ДГМ);

– геодезичної мережі згущення;

– знімальної геодезичної мережі.

Геодезичні мережі поділяють на планові та висотні. Планові геодезичні ережі створюють методами тріангуляції, трилатерації, полігонометрії та GPS-етодами. За точністю вимірювань, схемою та послідовністю побудови їх оділяють на:

– Державну геодезичну мережу 1-го, 2-го, 3-го класів. Це мережа пунктів, координати яких визначені з високою точністю. Їх використовують для оширення єдиної системи координат на всій території України і вони є основою для створення інших мереж та для розв'язування наукових завдань. Густота пунктів Державної геодезичної мережі є недостатньою для виконання топографічного знімання;

– геодезичну мережу згущення, яку за точністю поділяють на 4-ий клас, -й та 2-й розряди. Її створюють для забезпечення великомасштабного топографічного знімання, інженерно-геодезичних вишукувань, проектування та будівництва інженерних споруд. Мережі згущення спираються на пункти Державної геодезичної мережі;

– знімальну геодезичну мережу, пункти якої визначають додатково до точок Державної геодезичної мережі та мереж згущення для забезпечення топографічного знімання. Її створюють аналітичними (мікротріангуляція, теодолітні та тахеометричні ходи, засічки) і графічними (прямі, обернені та комбіновані засічки, мензульні ходи) методами. Густота знімальної мережі повинна забезпечувати

безпосередніх знімання всієї ситуації на місцевості. Точки знімальної мережі закріплюють на місцевості тимчасовими знаками (кілками, трубками тощо).

Державну висотну мережу поділяють на:

– мережі нівелювання I і II класів. Вони є головною висотною основою і встановлюють єдину систему висот на всій території України, а також використовуються для розв'язування наукових завдань;

– нівелірні мережі згущення III й IV класів, які створюють для згущення висотної основи, щоб забезпечити топографічне знімання та інженерні роботи;

– знімальну нівелірну мережу, яку створюють прокладанням ходів технічного геометричного або тригонометричного нівелювання. Її створюють на основі Державної нівелірної мережі як висотну основу для великомасштабних знімань та для забезпечення вишукувальних і будівельних робіт.

IV.2.2. Створення пунктів знімальної основи тахеометричними ходами

У розділі II детально описано створення знімальної геодезичної основи теодолітними ходами.

Тахеометричний хід, як і теодолітний, є лінійно-кутомірним ходом. Але, на відміну від теодолітного ходу, в тахеометричному ході вимірюють не тільки горизонтальні, але й вертикальні кути (кути нахилу) кожної лінії. Віддалі в тахеометричних ходах вимірюють, як правило, нитковими віддалемірами, номограмними або електронними тахеометрами.

Якщо кількість пунктів на місцевості недостатня, щоб виконати знімання у певному масштабі, і не відповідає вимогам чинної Інструкції [8], то для згущення пунктів знімальної основи між пунктами ДГМ мереж згущення, прокладають тахеометричні ходи.

Тахеометричний хід – це побудована на місцевості розімкнена або зімкнена лінія, в якій виміряно всі сторони, горизонтальні кути між ними, а також вертикальні кути з кожного пункту ходу на сусідні пункти.

Отже, прокладаючи теодолітні ходи на місцевості, створюють систему пунктів із відомими плановими координатами (X_i, Y_i), а прокладаючи тахеометричні ходи на місцевості, створюють систему пунктів із відомими просторовими координатами (X_i, Y_i, H_i). Оскільки планове та висотне положення пунктів знімальної основи має бути відоме в загальнодержавній системі координат та висот, то тахеометричні ходи прив'язують до пунктів Державної геодезичної мережі або мереж згущення.

Тахеометричні ходи бувають розімкненими, зімкненими (тобто утворюють полігон) та висячими. Їх планове прив'язування виконують аналогічно, як і для теодолітних ходів (див. пункт II.4.1), з однією відмінністю – вихідними пунктами, на які спираються тахеометричні ходи, можуть бути не тільки пункти опорної геодезичної мережі, а й пункти теодолітних ходів.

Хід, не прив'язаний до пунктів опорної геодезичної мережі чи теодолітних ходів, називають ***вільним***. Вільні ходи прокладають, як виняток, лише на невеликих ділянках площею до 10 га. Такі ходи орієнтують за магнітним азимутом за допомогою бусолі.

Тахеометричні ходи можна прокладати перед або одночасно з виконанням тахеометричного знімання ділянки місцевості.

IV.2.3. Основні вимоги до прокладання тахеометричних ходів

У табл. IV.2.1 залежно від масштабу знімання та застосування геодезичних приладів наведено допустимі довжини ходів, довжини ліній та їх кількість у ході згідно з вимогами чинної Інструкцій [8] щодо великомасштабного топографічного знімання.

Кути в тахеометричних ходах вимірюють одним повним прийомом. Якщо кут вимірюють теодолітом з точністю 30″, то коливання значень, отриманих із півприйомів, не повинні перевищувати 1′ і, якщо кут вимірюють точним теодолітом, тоді розходження значень, одержаних із півприйомів, не мають бути більшими за 20″.

Таблиця IV.2.1

Допустимі параметри тахеометричних ходів

Масштаб знімання	Із використанням ниткових віддалемірів, оптичних тахеометрів і теодолітів			Із використанням електронних тахеометрів і оптичних теодолітів зі світловіддалемірними насадками		
	Максимальна			Максимальна		
	Довжина ходу, м	Довжина лінії, м	Кількість ліній у ході	Довжина ходу, м	Довжина лінії, м	Кількість ліній у ході
1:5000	1200	300	6	10000	1000	50
1:2000	600	200	5	5000	700	30
1:1000	300	150	3	3000	500	25
1:500	200	100	2	2000	350	20

Примітка. Під час знімання в масштабі 1:500 заборонено вимірювати довжини ліній в тахеометричних ходах нитковими віддалемірами.

Допустимі кутові нев'язки в тахеометричних ходах обчислюють за формулами:

$f_\beta = \pm 20'' \sqrt{n}$, якщо кути виміряно точними теодолітами;

$f_\beta = \pm 1' \sqrt{n}$, якщо кути виміряно теодолітами $30''$ точності;

де n – кількість кутів у ході.

Допустимі лінійні нев'язки в тахеометричних ходах, якщо лінії виміряно нитковими віддалемірами, визначають за формулою

$$f_S = \frac{P}{400\sqrt{n}}. \qquad \text{(IV.2.1)}$$

Висотна нев'язка не повинна перевищувати

$$f_h = 0{,}0004\frac{P}{\sqrt{n}}, \qquad \text{(IV.2.2)}$$

де P – довжина ходу, м; n – кількість ліній у ході.

IV.2.4. Рекогностування та закріплення пунктів тахеометричного ходу

На місцевості, де виконуватимуть знімання, спершу знаходять пункти геодезичної основи, теодолітних ходів, до яких буде прив'язаний тахеометричний хід. Місця закріплення пунктів тахеометричного ходу на місцевості вибирають з умовою, щоб:

– між сусідніми пунктами тахеометричного ходу була взаємна видимість;
– забезпечити довготривале збереження пунктів тахеометричного ходу;
– місце було зручним для виконання кутових та лінійних вимірювань;
– із пункту ходу було видно якнайбільше контурів місцевості.

Такими місцями можуть бути узбіччя доріг, тротуари, луки, просіки тощо.

Пункти тахеометричного ходу закріплюють на місцевості переважно кілками завдовжки 15–20 см із поперечним перерізом 3х3 см так, щоб торець кілка був на рівні землі. В торець кілка забивають цвях або роблять хрестоподібну насічку. Центр головки цвяха або центр насічки і є центром пункту. Пункти тахеометричного ходу не повинні перешкоджати руху транспорту, пішоходів та роботі сільськогосподарських машин.

Щоб легше було в майбутньому відшукати пункти ходу, кілки обкопують канавкою у вигляді кола, трикутника або квадрата. Крім цього, поряд забивають кілок-сторожок, який виступає над поверхнею землі.

Для закріплення пунктів тахеометричного ходу на поверхні з твердим покриттям (асфальт, щебінь, гравій тощо) використовують цвяхи, костилі, труби, арматуру тощо. Їх місцезнаходження позначають фарбою на асфальті або стінах споруд.

Під час рекогностування складають схематичне креслення ходу з прив'язкою кожного пункту ходу до 2–3 чітких контурів місцевості або об'єктів.

IV.2.5. Прокладання тахеометричного ходу

Розглянемо послідовність роботи на окремій станції тахеометричного ходу.

Нехай тахеометричний хід (див. *рис. IV.2.1*) прокладають від пункту теодолітної мережі 5. На рисунку пункти 4, 5 і 6 є пунктами ДГМ і мережі згущення відповідно. Їхні координати та висоти відомі. Пункти тахеометричного ходу закріплено на місцевості (на *рис. IV.2.1* показаний лише пункт тахеометричного ходу 1).

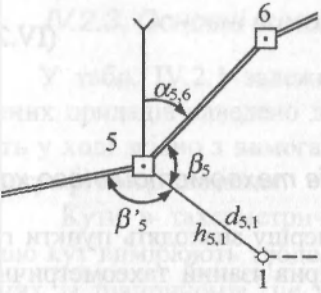


Рис. IV.2.1. Вимірювання на станції тахеометричного ходу

Тахеометричний хід прокладає бригада, в яку входять: виконавець робіт (інженер, який виконує вимірювання тахеометром); помічник, який записує результати спостережень в журнал тахеометричного ходу і виконує обчислення на станції та двох реєчників.

Над пунктом 5 встановлюють тахеометр так, щоб його вісь була прямовисною і проходила через центр пункта. Тобто тахеометр нівелюють і центрують. Послідовність виконання цих дій детально описано в розділі II для теодолітів.

Тахеометри можна центрувати нитковим виском, оптичним центриром і за допомогою зорової труби.

Після цього тахеометр орієнтують, тобто:

– діоптрійним кільцем окуляра зорової труби добиваються чіткого зображення сітки ниток, а діоптрійним кільцем відлікового пристрою – чіткого зображення штрихів лімба і шкали (відлікового індексу);

– повертаючи алідаду, знаходять таке її положення, коли відлік горизонтального круга дорівнюватиме 0°00,0′;

– закріплюють алідаду;

– відкріпляють закріпний гвинт лімба (горизонтального круга) і наводять зорову трубу (спочатку приблизно) за допомогою оптичного візира на візирну ціль, встановлену на сусідньому пункті;

– закріплюють лімб;

– фокусувальним гвинтом зорової труби добиваються чіткого зображення візирної цілі і за допомогою навідного гвинта лімба та зорової труби вертикальний штрих сітки ниток наводять точно на візирну ціль.

У результаті в пункті 5 тахеометр зцентрований над пунктом, знівельований і відлік горизонтального круга дорівнює 0°00,0′ коли зорова труба наведена на сусідній пункт, тобто ***прилад приведений в робоче положення***.

На пунктах 6 і 1 встановлюють візирні цілі (віхи, вимірні шпильки або марки) із точністю 3 мм згідно з Інструкцією [8]. Віхи і вимірні шпильки ставлять вістрям на центр знака й утримують їх прямовисно. Візирні марки закріплюють на штативі й центрують так само, як і тахеометр. Зауважимо, що чим коротші сторони кута, тим ретельніше треба центрувати візирні цілі над центрами пунктів.

Горизонтальні кути в тахеометричних ходах вимірюють одним повним прийомом, віддалі на станції вимірюють нитковим віддалеміром або горизонтальні прокладення – номограмними чи електронними тахеометрами і кути нахилу визначають оптичними тахеометрами або перевищення – номограмними чи електронними тахеометрами.

Вимірюючи горизонтальний кут β_5, відліки записують в колонку 3 журналу (див. табл. IV.2.2). Обчислюють значення горизонтального кута за двох положень вертикального круга. Якщо розходження між ними не перевищує подвійної точності відлікового пристрою горизонтального круга, то обчислюють середнє значення кута, виміряного повним прийомом. У наведеному прикладі горизонтальний кут лівий по ходу і його значення $\beta_5 = 82°39{,}8'$.

Потім вимірюють лінію S_{51} та її кут нахилу при двох положеннях вертикального круга. Ці вимірювання виконують у такій послідовності:

1) рулеткою або рейкою вимірюють висоту приладу (i = 1,26 м) від осі обертання зорової труби до торця кілка з точністю до 1 см і позначають її значення на рейках;

2) встановлюють рейки на сусідніх пунктах ходу так, щоб осі рейок були вертикальними і проходили через центри пунктів. У наведеному прикладі віддаль від пункту 5 до пункт 6 та кут її нахилу не вимірюють, оскільки їхні координати та висоти відомі;

3) при КП спрямовують трубу на рейку, встановлену на пункті 1 так, щоб середній горизонтальний штрих сітки ниток розміщувався біля позначки висоти приладу. Навідним гвинтом зорової труби точно наводять на висоту приладу. Закріплюють горизонтальний круг і відлічують вертикальний круг (відлік 1°28,0′). Якщо не видно позначки висоти приладу, тоді наводять на висоту 2 або 2,5 м. У такому разі висоту наведення записують у журнал в колонці "примітка";

Таблиця IV.4.2

Сторінка журналу тахеометричного знімання

ıa 27.07.2010 р. Погода: ясно Вітер: слабкий
оостерігач І. Гриценко Зображення: чітке Записував і обчислив: О.Ільїн

№ станції і пікетів	Відліки: Рейки n, см	Відліки: горизонтального круга	Відліки: вертикального круга	Кут нахилу ν	Горизонтальна проекція $d = K \cdot n \cdot \cos^2 \nu$	Перевищення $h = d \cdot tg\nu + i - l$, м	Висота $H = H_{ст} + h$, м	Примітка
Назва станції 5; Коефіцієнт віддаленіра K = 100; Висота приладу i = 1,26 м;								
Орієнтовано на станцію 6; $MO_{сер}$ = + 0° 00,5′; $H_{ст}$ = 245,17 м.								
КЛ								
11	127,4	82° 39,5′	-1° 27,0′	+1° 27,5′	127,32	+3,24	248,41	
66		0° 00,0′						
Величина гор. кута		82° 39,5′						
КП								
11	127,5	267° 10,5′	+1° 28,0′	+1° 27,5′	127,41	+3,24	248,41	
66		184° 30,5′						
Величина гор. кута		82° 40,0′						
Сер. знач. гор. кута		82° 39,8′						
КЛ								

4) для вимірювання віддалі зручно спрямовувати нижню віддалемірну тку на ближню дециметрову поділку рейки.

Ці відліки записують у колонки 4 та 2 журналу відповідно.

З виконаних дій складається один півприйом.

Після цього трубу переводять через зеніт і вимірювання повторюють для ртикального круга КП у викладеній вище послідовності.

У журналі обчислюють:

• значення місця нуля *(МО)* вертикального круга за даними відліків ртикального круга на попередній та наступний пункти ходу. Якщо розхдження між ними не перевищує подвоєної точності відліку вертикального уга, то обчислюють значення кутів нахилу ν_i;

• середнє значення з віддалей, отриманих у першому і другому півприйомах, якщо розходження між ними не більше за 1:200 віддалі.

Допустиме розходження між виміряними віддалями при *КЛ* та *КП* можна знайти за формулою

$$\Delta = \frac{S_{сер}}{200}.$$

Якщо є можливість, то ще в полі обчислюють середні довжини сторін ходу, їхні горизонтальні проекції d_i та перевищення h_i між пунктами ходу.

Прокладання тахеометричного ходу номограмними тахеометрами аналогічне до прокладання тахеометричного ходу круговими тахеометрами. Відмінність полягає лише в тому, що номограмними тахеометрами на станції тахеометричного ходу вимірюють відразу горизонтальні проекції віддалей та перевищення між віссю обертання труби і висотою наведення головної номограмної кривої.

Існують певні технічні особливості прокладання тахеометричного ходу електронними тахеометрами, а саме:

1. Прилад центрують за допомогою лазерного центрира.
2. Вибирають та встановлюють відповідний шаблон вимірювань, тобто набір величин, які будуть вимірювати.
3. Вибирають одиниці вимірювання.
4. Визначають та вводять в пам'ять приладу значення колімаційної похибки.
5. Знаходять та вводять в пам'ять приладу величину місця нуля (МО), місця зеніту (MZ).
6. Орієнтують прилад у заданому напрямку.
7. Вводять в пам'ять тахеометра висоту h_i приладу та висоту h_r відбивача.
8. Вводять у пам'ять тахеометра поправку в довжину лінії за вплив зовнішнього середовища (зі зміною тиску та температури повітря значення атмосферної поправки треба коректувати у пам'яті приладу).

Послідовність прокладання тахеометричного ходу електронними тахеометрами аналогічна вищеописаній методиці для оптичних тахеометрів. Відмінність полягає в автоматичній реєстрації відліків і у тому, що в електронних тахеометрах можна враховувати деякі поправки в результати вимірювань.

IV.2.6. Основні вимоги до виконання тахеометричного знімання

Нижче подано вимоги Інструкції до створення топографічних карт методом тахеометричного знімання [8] . Висота перерізу рельєфу на топографічних картах установлюється відповідно до табл. IV.2.3.

Таблиця IV.2.3

Характеристика рельєфу та кути нахилу	Масштаби знімання		
	1:5000	1:2000	1:1000, 1:500
	Висота перерізу рельєфу, м		
Рівнинний, $\nu<2^\circ$	(0,5) 1,0	0,5 (1,0)	0.5
Погорбкований, $\nu<4^\circ$	(1,0) 2,0	0,5* 1,0	0.5
Горбистий, $\nu<6^\circ$	2,0 (5,0)	(1,0) 2,0	0,5 1,0*
Гірський, $\nu>6^\circ$	2,0* 5,0	2,0	1

Примітка. Висоти перерізу рельєфу, значення яких відмічені зірочкою, на топографічних планах населених пунктів не використовуються. На топографічних планах населених пунктів можливе застосування висот перерізу рельєфу, значення яких наведені в дужках, але в обмежених випадках, що передбачено технічним проектом або програмою.

Середні похибки в положенні на карті предметів і контурів місцевості з чіткими обрисами відносно найближчих точок знімальної основи не повинні перевищувати 0,5 мм, а в гірських та залісених районах 0,7 мм. На територіях із капітальною та багатоповерховою забудовою середні похибки у взаємному положенні на карті найближчих контурів (капітальних споруд, будинків та інше) мають бути не більшими за 0,4 мм. Для переходу від середніх похибок Δ до середніх квадратичних похибок m застосовують коефіцієнт 1,25, тобто $m = 1{,}25\,\Delta$.

Середні похибки знятого рельєфу відносно найближчих точок геодезичної основи не повинні перевищувати за висотою:

– 1/4 висоти перерізу рельєфу для кутів нахилу місцевості до 2°;

– 1/3 для кутів нахилу місцевості від 2° до 6° для карт масштабів 1:5000, 1:2000 та до 10° для карт масштабів 1:1000 та 1:500.

У залісеній місцевості ці допуски збільшуються у 2,5 раза.

Віддалі від точок тахеометричних ходів (знімальних станцій) до пікетів і віддалі між пікетами із застосуванням ниткових віддалемірів не мають перевищувати величин, поданих в Інструкції [22] (див. табл. IV.2.4). Якщо визначають положення нечітких або другорядних контурів, віддалі можна збільшувати у 1,5 раза.

Віддалі від точок тахеометричних ходів до пікетів і віддалі між пікетами із використанням електронних тахеометрів та оптичних теодолітів із світловіддалемірними насадками не повинні перевищувати значень, наведених у табл. IV.2.5.

Таблиця IV.2.4

Масштаб знімання	Переріз рельєфу, м	Максимальна віддаль між пікетами, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки під час знімання рельєфу, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки під час знімання 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

Під час виконання тахеометричного знімання контролюють стабільність орієнтування приладу, результати перевірки записують у журнал або реєструють у терміналі цифрових даних електронних тахеометрів.

Допускається змінювати напрямок орієнтування не більш ніж на 1,5′ під час знімання оптичними тахеометрами та технічними теодолітами і 20″ під час знімання електронними тахеометрами та точними теодолітами зі світловідалемірними насадками.

Таблиця IV.2.5

Масштаб знімання	Переріз рельєфу, м	Максимальна віддаль між пікетами, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки під час знімання рельєфу, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки під час знімання контурів, м
1:5000	0,5	60	1000	1000
	1,0	80	1000	1000
	2,0	100	1000	1000
	5,0	120	1000	1000
1:2000	0,5	40	750	750
	1,0	40	750	750
	2,0	50	750	750
1:1000	0,5	20	600	600
	1,0	30	600	600
1:500	0,5	15	500	500
	1,0	15	500	500

На топографічних картах масштабів 1:5000, 1:2000, 1:1000. 1:500 з належною точністю і детальністю залежно від масштабу карти зображають:

- пункти тріангуляції, полігонометрії, трилатерації, ґрунтові та стінні репери і пункти знімальної основи;
- будинки й будівлі, їхні характеристики згідно з умовними знаками;
- промислові об'єкти;
- залізниці, шосейні та ґрунтові дороги і споруди біля них;
- гідрографію (річки, струмки, озера, канави, ставки, колодязі, криниці, джерела, водосховища тощо);
- об'єкти гідротехнічні та водного транспорту; об'єкти водопостачання;
- рельєф місцевості;
- рослинність;
- ґрунти і мікроформи земної поверхні;
- державний кордон, адміністративні межі;
- власні назви населених пунктів, вулиць, залізничних станцій, пристаней, озер, річок, перевалів, долин, ярів та інших географічних об'єктів.

Знімання виконують на:

- ділянках господарсько-цінних угідь, площа яких на карті становить > 20 мм^2;
- будь-яких інших ділянках, площею в масштабі карти > 20 мм^2, що розташовані на ділянці господарсько-цінних угідь;
- ділянки, що не мають господарського значення і площа яких в масштабі карти становить > 50 мм^2.

Під час знімання лісу визначають породу, середню висоту дерев, їхній середній діаметр на висоті 1,5 м, середні віддалі між деревами в різних частинах ділянки, контури рідколісся, зрубів, згарищ, сільськогосподарських угідь, розташованих у лісі.

Якщо на карті ширина річок, струмків, каналів на карті зобразиться > 3 мм, то знімання виконують на двох берегах, а до 3 мм – тільки на одному, вказуючи напрям течії та вимірюючи її швидкість.

Вигини обрисів об'єктів, якщо в масштабі карти вони менші за 0,5 мм, спрямляються.

Переносні та тимчасові споруди (ятки, кіоски, намети тощо) у масштабах 1:2000 – 1:500 не знімають.

IV.2.7. Послідовність роботи на станції під час тахеометричного знімання

Тахеометричне знімання виконує бригада, яка складається з 3-4 осіб: виконавця, помічника, який описує одного або двох рейчників.

Послідовність роботи на окремій станції така:

1. Тахеометр центрують над центром пункта знімальної основи, горизонтують (нівелюють) та орієнтують при КЛ на задній пункт ходу.

2. Вимірюють рулеткою (або рейкою) висоту приладу i. Його значення записують в журнал та відкладають на рейках. У журналі вказують дату, погоду, прізвище спостерігача та його помічника.

Під час знімання рельєфу пікети розташовують на характерних точках і лініях рельєфу місцевості: вершині гори, дні улоговини, сідловини, вододілі, перегині схилів, підошві підвищення, урізах водойм та інших точках, що характеризують форми рельєфу.

Пікети, розміщені на мостах, роздоріжжях, рогах будівель тощо, є одночасно контурними і висотними.

Одночасно з набором пікетів ведуть зарис. Від його якості залежить достовірність відображення на карті контурів та рельєфу місцевості. На зарисі показують опорні геодезичні пункти, пікети, об'єкти, характерні точки та лінії рельєфу місцевості, напрями схилів, а деколи схематично горизонталі, стрілками позначають напрямки між пікетними точками, між якими необхідно інтерполювати горизонталі. Напрямок стрілок вказує на пониження рельєфу.

На зарисі біля пунктів планово-висотної основи й пікетів вказують їхні номери. У нумерації пікетів спочатку вказують номер станції, а поруч номер пікету для неї. Наприклад, 5.01, де 5– номер станції, 01 – номер пікету.

На зарисі не викреслюють масштабних умовних знаків, а лише записують їх назви, наприклад, рілля, лука, фруктовий сад тощо.

На зарисі вказують назви населених пунктів, річок, водойм, ширину річок, доріг, глибину канав та інші відомості, потрібні для складання карти.

Пікетні точки повинні рівномірно покривати поверхню знімання і їхня густота має відповідати вимогам Інструкції [8] (див. табл. IV.2.4 і IV.2.5). Їх кількість залежить від складності ділянки знімання, мікрорельєфу тощо.

На *рис. IV.2.2* наведено приклад зарису з нескладною ситуацією та рельєфом. На цій ділянці є польова дорога, яка є межею між луками та ріллею.

Тахеометричне знімання можна виконувати як під час прокладання тахеометричного ходу, так і окремо, тобто тоді, коли хід вже прокладено. У такому разі треба визначити місце нуля на станції. Для цього центр сітки ниток наводять на добре видну точку при крузі праворуч і ліворуч відлічують вертикальний круг. Відліки записують у журнал тахеометричного знімання. Обчислюють місце нуля *МО* і записують його в журнал. Для контролю знаходять за трьома формулами значення кута нахилу.

Примітка. Якщо знімання виконують разом із прокладанням ходу, то використовують значення *МО*, обчислене під час вимірювання вертикальних кутів на сусідні точки ходу.

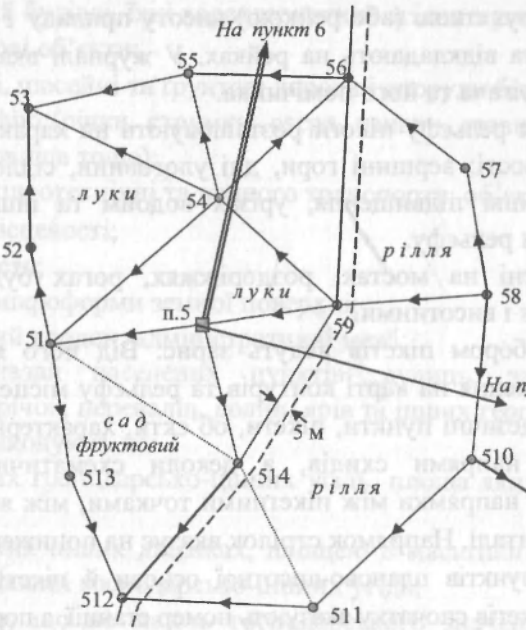


Рис. IV.2.2. Зарис на ст.5 тахеометричного знімання

При крузі ліворуч перевіряють орієнтування на пункт 6 (відлік горизонтального круга має дорівнювати 0°00,0′) і записують у журналі "*орієнтовано на станцію* 6" (див. табл. IV.2.6).

Після цього виконують знімання пікетних точок:

– встановлюють прямовисно рейку на вибраний пікет;

– записують у графу 1 журналу і на зарисі номер пікету. У графі "Примітка" зазначають, де встановлено рейку;

– спрямовують сітку ниток на цю рейку так, щоб вертикальна нитка потрапляла на середину поділок рейки, а середня горизонтальна нитка була близько до відліку висоти приладу;

– спрямовують віддалемірний штрих сітки ниток на початок ближнього дециметра, а другим відлічують шкалу рейки, тобто вимірюють віддаль і записують її значення у графу 2 журналу;

– спрямовують середню горизонтальну нитку на відкладену на рейці висоту приладу, відлічують горизонтальний та вертикальний круг і відліки записують у колонки 3 і 4 журналу відповідно.

Таблиця IV.2.6

Сторінка журналу тахеометричного знімання

Дата 29.07.2010 р. Погода: ясно Вітер: слабкий
Спостерігав І. Гриценко Зображення: чітке Записував і обчислив: О.Ільїн

№ станцій і пікетів	Відліки: рейки n, см	Відліки: горизонтального круга	Відліки: вертикального круга	Кут нахилу ν	Горизонтальна проекція $d = K \cdot n \cdot \cos^2 \nu$	Перевищення $h = d \cdot tg\nu + i - l$, м	Висота $H = H_{i,m} + h$, м	Примітка
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Назва станції 5; Коефіцієнт віддалеміра К = 100; Висота приладу і = 1,26 м; Орієнтовано на станцію 6; $МО_{сер} = +0°00{,}5'$; $H_{ст} = 245{,}17$ м.								
КП								
6			– 1° 43,0′	+1° 43,5′				
Величина гор. кута								
КЛ								
6		0° 00,0′	+1° 44,0′	+1° 43,5′				
Величина гор. кута								
Сер. знач. гор. кута								
КЛ								
51	47,2	262° 40′	– 2° 44′					*Межа саду*
52	54,3	285 53	– 3 51					$l = 2.0$ м
53	86,5	307 22	– 4 38					*рельєф*
Ст.Б		0 01						

Якщо неможливо навести горизонтальний штрих сітки ниток на висоту приладу, відкладену на рейці (наприклад, ця поділка закрита рослинністю, забудовами, огорожами тощо), середній горизонтальний штрих сітки ниток наводять на іншу ділянку рейки, як правило, на відліки 2 м чи 2,5 м на рейці. У такому разі у журналі навпроти пікету у колонці "Примітка" записують висоту наведення.

Якщо середній горизонтальний штрих сітки ниток наводять на верх рейки о коли неможливо відлічити рейку за одним із віддалемірних штрихів, то йку відлічують за середнім горизонтальним штрихом і одним із віддалерних штрихів. У такому разі віддаль від приладу до пікету обчислюють, користовуючи коефіцієнт віддалеміра K= 200.

Тахеометричне знімання номограмним та електронним тахеометрами конують в такій самій послідовності, як і круговим тахеометром. Відмінність ше у тому, що ці тахеометри дають змогу відразу отримати горизонтальні юекції ліній та перевищення і значно спрощують процес вимірювання і опрановання польових результатів. Зауважимо, що зарис ведеться завжди, навіть ли знімання виконують електронним тахеометром.

IV.2.8. Точність тахеометричного ходу у висотному відношенні

Скористаємося частиною формули тригонометричного нівелювання для ıпадку, коли горизонтальну нитку сітки ниток наводять на висоту приладу, ехтуючи похибками визначення висоти приладу i та висоти наведення ℓ.

$$h = d\ \mathrm{tg}\nu\,. \qquad \text{(IV.2.3)}$$

Продиференціюємо (IV.2.1) за змінними d та ν

$$\partial h = \partial d \cdot \mathrm{tg}\nu + \frac{1}{cos^2\nu} \cdot \frac{\partial \nu}{\rho} d\,. \qquad \text{(IV.2.4)}$$

Знайдемо значення першого і другого членів за незначних кутів нахилу ν. ехай $\nu = 2^\circ$, $\partial d = 0{,}5$ м, $d = 500$ м, $\partial\nu = 1'$. Тоді $\mathrm{tg}\nu = 0{,}035$, а $\cos^2\nu = 0{,}999 \approx 1$.

Перший член дорівнює 0,018, а другий – 0,145. Отже, перший член у ормулі (IV.2.2) у вісім разів менший за другий. Якщо знехтувати ним, то гримаємо $\partial h = \frac{1}{3438} d$ (м) або $\partial h = 0{,}0003\, d$ (м), або $\partial h = 0{,}03\, d$ (см).

Оскільки в ході вимірюють перевищення у прямому і в зворотному апрямках, то похибка в середнє перевищення буде

$$\partial h_{сер} = \frac{0{,}03}{\sqrt{2}} d\,. \qquad \text{(IV.2.5)}$$

Якщо периметр ходу P та кількість сторін n, середня довжина сторони $d_{сер}$ становить $d_{сер} = \frac{P}{n}$.

Виразу (IV.2.3) надамо вигляду $\partial h_{сер} = \frac{0{,}03 \cdot P}{\sqrt{2} \cdot n}$ (см). Замінюючи диференціал $\partial h_{сер}$ середньою квадратичною похибкою $m_{сер}$, можемо для тахеометричного ходу з кількістю сторін n записати

$$m_{ходу} = \frac{0{,}03 \cdot P}{\sqrt{2} \cdot n} \cdot \sqrt{n} \text{ (см)}. \qquad \text{(IV.2.6)}$$

Вважатимемо, що допустима висотна нев'язка ходу дорівнює двом середнім квадратичним похибкам, тобто

$$fh_{доп} = 2m_{ходу}. \qquad \text{(IV.2.7)}$$

Тоді $f_{h_{доп}} = \frac{2 \cdot 0{,}03 \cdot P}{\sqrt{2} \cdot n} \cdot \sqrt{n}$ (см) або

$$f_{h_{доп}} = \frac{0{,}04 \cdot P}{\sqrt{n}} \text{ (см)}. \qquad \text{(IV.2.8)}$$

Саме за формулою (IV.2.6) обчислюють допустиму нев'язку ходу.

Приклад. Нехай прокладений хід периметром $P = 1000$, $n = 4$ сторін.

Одержимо за формулою (IV.2.6)

$$f_{h_{доп}} = \frac{0{,}04 \cdot 1000}{2} = 20 \text{ см}.$$

Нагадаємо, що для технічного нівелювання допустима нев'язка ходу обчислюється за формулою

$$f_{h_{доп}} = 50 мм \sqrt{L, (км)},$$

де L – довжина ходу, км. Тобто при L=1000 м =1 км $f_{h_{доп}} = 50$ мм.

Для ходу тригонометричного нівелювання такої самої довжини отримаємо нев'язку $f_{h_{доп}} = 20$ см. Це означає, що точність тригонометричного нівелювання приблизно в чотири рази нижча, ніж точність геометричного.

IV.2.9. Точність тахеометричного ходу в плановому відношенні

Розглянемо окремо вплив похибок кутових і лінійних вимірів та виведемо формули допустимих кутових і лінійних нев'язок.

У розділі II виведено вивід формули для визначення допустимої кутової нев'язки в теодолітному ході

$$f_{\beta_{доп}} = 1'\sqrt{n}, \qquad \text{(IV.2.9)}$$

де n – кількість кутів у ході.

Оскільки в тахеометричних ходах, як і в теодолітних, горизонтальні кути вимірюють способом прийомів, то наведена формула придатна також для тахеометричних ходів.

Перейдемо до лінійних вимірювань. Як відомо, середня квадратична похибка окремого вимірювання лінії нитковим віддалеміром досягає 1/500, а гранична – 1/200.

У ходах кожну лінію вимірюють чотири рази (двічі при *КЛ* та *КП* у прямому напрямку і двічі при *КЛ* та *КП* у зворотному). Тому відносна гранична похибка вимірювання окремої лінії дорівнює

$$\frac{m_{S_{гр}}}{S} = \frac{1}{200\sqrt{4}} = \frac{1}{400}. \qquad (IV.2.10)$$

Довжина рівностороннього ходу, що має n сторін, буде

$$P = S\,n. \qquad (IV.2.11)$$

Абсолютна гранична лінійна похибка такого ходу становить

$$m_{P_{гр}} = m_{S_{гр}}\sqrt{n}, \qquad (IV.2.12)$$

а відносна похибка

$$\frac{m_{P_{гр}}}{P} = \frac{m_{S_{гр}}\sqrt{n}}{S\,n} = \frac{1}{400\sqrt{n}}. \qquad (IV.2.13)$$

Приймаючи $m_{P_{гр}}$ за абсолютну допустиму нев'язку ходу $f_{S_{доп}}$, отримаємо

$$f_{S_{доп}} = \frac{P}{400\sqrt{n}}. \qquad (IV.2.14)$$

Формули (IV.2.7) та (IV.2.12) дають змогу обчислювати допустиму кутову та лінійну нев'язки тахеометричного ходу і відповідають чинній Інструкції [8].

IV.3. Камеральні роботи за результатами тахеометричного знімання

Нехай на місцевості (див. *рис. IV.3.1*) проклали тахеометричний хід між пунктами 5 і 8 геодезичної мережі згущення з відомими координатами і висотами. У ході виміряли ліві за ходом горизонтальні кути $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ одним повним прийомом. Розходження значень кожного горизонтального кута з півприйомів не перевищували 1′. Крім цього, за двох положень вертикального круга нитковим віддалеміром виміряли віддалі та перевищення між пунктами ходу у прямому і зворотному напрямках. Тобто отримали чотири значення

кожної лінії ходу та чотири значення перевищень між сусідніми пунктами ходу. Результати вимірювань записали в журнал тахеометричного знімання. Зразок сторінки такого журналу наведено в табл. IV.3.1.

Після закінчення польових робіт (виконання знімання) виконують ***камеральні роботи***, тобто комплекс робіт (обчислювальних, креслярських), які необхідно виконати, щоб отримати карту ділянки місцевості.

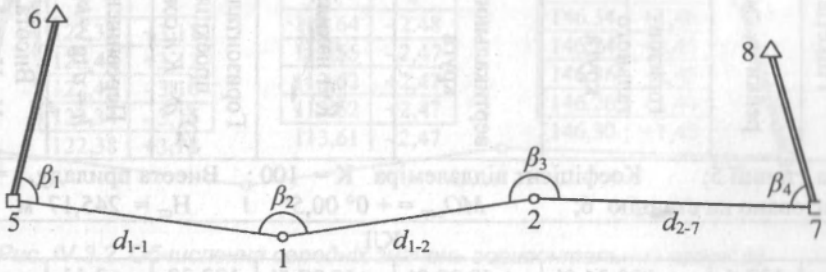


Рис. IV.3.1. Схема тахеометричного ходу

IV.3.1. Опрацювання журналу тахеометричного ходу

Розглянемо послідовність камеральних робіт на прикладі.

У журналі (табл. IV.3.1) на кожній станції ходу перевіряють обчислення горизонтальних кутів β_i' і β_i'' у півприйомах як

$$\beta_i' = \text{КП}_{\text{пер}} - \text{КП}_{\text{зад}}; \quad \beta_i'' = \text{КЛ}_{\text{пер}} - \text{КЛ}_{\text{зад}} \qquad \text{(IV.3.1)}$$

та їхніх середніх значень за формулою

$$\beta_{\text{сер}} = 0{,}5(\beta' + \beta''), \qquad \text{(IV.3.2)}$$

де $\text{КП}_{\text{пер}}$ і $\text{КП}_{\text{зад}}$ – відліки горизонтального круга під час наведення зорової труби з кругом праворуч на передній і задній пункти ходу відповідно; $\text{КЛ}_{\text{пер}}$ і $\text{КЛ}_{\text{зад}}$ – відліки горизонтального круга під час наведення зорової труби з кругом ліворуч на передній і задній пункти ходу відповідно.

Для наведеного прикладу:

$$\beta_1' = КП_1 - КП_6 = 271^\circ\ 05{,}5' - 182^\circ\ 30{,}5' = 88^\circ\ 35{,}0',$$

$$\beta_1'' = КЛ_1 - КЛ_6 = 88^\circ\ 34{,}0' - 0^\circ\ 00{,}0 = 88^\circ\ 34{,}0',$$

$$\beta_{\text{сер}} = 0{,}5(\beta' + \beta'') = 0{,}5(88^\circ\ 35{,}0' - 88^\circ\ 34{,}5) = 88^\circ\ 34{,}5'.$$

Після цього на кожній станції перевіряють обчислення значення місця нуля (МО) та кутів нахилу за відліками вертикального круга на задній та передній пункти ходу.

Таблиця IV.3.1

Сторінка журналу тахеометричного знімання

а 27.07.2010 р. Погода: ясно Вітер: слабкий

остерігач І. Гриценко Зображення: чітке Записував і обчислив: О.Ільїн

Станції і пікетів	Відліки			Кут нахилу ν	Горизонтальна проекція $d = K \cdot n \cdot \cos^2 \nu$	Перевищення $h = d \cdot tg\nu + i - l$, м	Висота $H = H_{ст} + h$, м	Примітка
	рейки n, см	горизонтального круга	вертикального круга					
азва станції 5; Коефіцієнт віддаленіра K = 100 ; Висота приладу i = 1,26 м; рієнтовано на станцію 6; $MO_{сер}$ = + 0° 00,5′; $H_{ст}$ = 245,17 м.								
КЛ								
1	122,4	88° 34,0′	+ 1° 28,0′	+1° 27,5′	122,32	+3,11		
6		0° 00,0′						
Величина гор. кута		88° 34,0′						
КП								
1	122,5	271° 05,5′	-1° 27,0′	+1° 27,5′	122,42	+3,12		
6		182° 30,5′						
Величина гор. кута		88° 35,0′						
Сер. знач. гор. кута		88° 34,5′						
КЛ								

Примітка. Якщо прокладання тахеометричного ходу виконували номограмним тахеометром, то горизонтальні проекції віддалей та перевищення між пунктами ходу за наведеними вище формулами не обчислюють, оскільки їх значення отримують під час вимірювань.

Горизонтальні проекції виміряних нитковим віддалеміром віддалей та перевищення між пунктами тахеометричного ходу знаходять за формулами

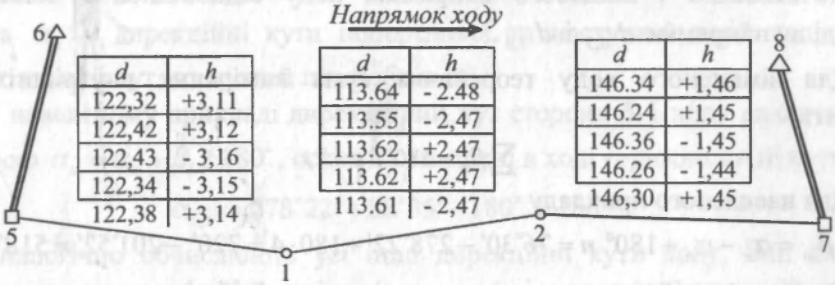
$$d_i = S_i \cos^2 \nu_i, \qquad h_i = d_i \, tg \, \nu_i \tag{IV.3.3}$$

Їхні значення записують у колонки 6 і 7 журналу відповідно.

Якщо під час вимірювання кутів нахилу ν_i горизонтальну нитку сітки ниток наводили не на висоту приладу, тобто $\ell \neq i$, то значення перевищення обчислюють за формулою

$$h_i = d_i \, tg \, \nu_i + i - \ell \tag{IV.3.4}$$

Із журналу на схему ходу у відповідні таблиці (*рис. IV.3.2*) виписують горизонтальні проекції та перевищення і знаходять їх середні значення. Знак середніх перевищень повинен відповідати знаку перевищень прямого ходу (напрямок ходу на *рис. IV.3.2* вказано стрілкою).



d	h
122,32	+3,11
122,42	+3,12
122,43	- 3,16
122,34	- 3,15
122,38	+3,14

d	h
113.64	- 2.48
113.55	- 2,47
113.62	+2,47
113.62	+2,47
113.61	- 2,47

d	h
146.34	+1,46
146.24	+1,45
146.36	- 1,45
146.26	- 1,44
146,30	+1,45

Рис. IV.3.2. Обчислення середніх значень горизонтальних проекцій та перевищень розімкненого тахеометричного ходу

IV.3.2. Обчислення координат пунктів тахеометричного ходу

Координати пунктів тахеометричного ходу обчислюють аналогічно, як і для теодолітного ходу, у відомості координат (див. табл. IV.3.2).

На схему тахеометричного ходу із журналу виписують середні значення горизонтальних кутів (*рис. IV.3.3*). Середні значення горизонтальних проекцій знайдено на схемі раніше (див. *рис. IV.3.2*).

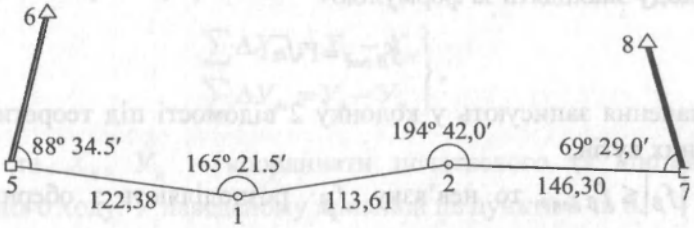


Рис. IV.3.3. Схема тахеометричного ходу

У першій колонці відомості вказують назви пунктів вихідних сторін та номери пунктів тахеометричного ходу. В колонку 2 зі схеми тахеометричного ходу записують середні значення горизонтальних кутів β_i. Знаходять практичну суму $\sum \beta_{пр}$ горизонтальних кутів у ході. Її значення записують внизу у колонці 2.

Теоретичну суму горизонтальних кутів у розімкненому ході обчислюють за формулами:

$\sum \beta_m = \alpha_к - \alpha_п + 180^o\ n$ (виміряні ліві за ходом горизонтальні кути), (IV.3.5)

$\sum \beta_m = \alpha_п - \alpha_к + 180^o\ n$ (виміряні праві за ходом горизонтальні кути), (IV.3.6)

е n – кількість виміряних у ході горизонтальних кутів, а $\alpha_п$ і $\alpha_к$ – дирекційні ути початкового і кінцевого напрямків ходу відповідно. У наведеному рикладі це напрямки d_{65} і $d_{7,8}$.

Для зімкненого ходу теоретична сума виміряних внутрішніх кутів ганови́ть

$$\sum \beta_m = 180^o(n-2). \qquad (IV.3.7)$$

Для наведеного прикладу

$$\sum \beta_m = \alpha_к - \alpha_п + 180^o\ n = 76^\circ 30' - 278^\circ 22' + 180 \cdot 4 = 720^\circ - 201^\circ 52' = 518^\circ 08'$$

Якщо дирекційні кути $\alpha_П$ та $\alpha_К$ невідомі, то їхні значення можна знайти а формулами оберненої геодезичної задачі $tg\alpha_{i,j} = \frac{\Delta Y}{\Delta X} = \frac{Y_j - Y_i}{X_j - X_i}$, де X_i, Y_i – координати початкового, а X_j, Y_j – координати кінцевого пунктів заданого напрямку відповідно.

Далі обчислюють величину кутової нев'язки у ході

$$f_\beta = \sum \beta_{пр} - \sum \beta_m, \qquad (IV.3.8)$$

і порівнюють її з допустимою кутовою нев'язкою, значення якої для тахеометричного ходу знаходять за формулою

$$f_{\beta\,доп} = 1'\sqrt{n}. \qquad (IV.3.9)$$

Їхні значення записують у колонку 2 відомості під теоретичною сумою горизонтальних кутів.

Якщо $|f_\beta| \le f_{\beta\,доп}$, то нев'язку f_β розподіляють з оберненим знаком порівну у виміряні горизонтальні кути у вигляді поправок: $\delta_\beta = -\frac{f_\beta}{n}$, але з таким розрахунком, щоб $\sum \delta_\beta = -f_\beta$.

Потім обчислюють значення виправлених горизонтальних кутів і записують у колонку 3 відомості.

$$\beta_{вип.i} = \beta_{вим.i} + \delta_{\beta_i} \qquad (IV.3.10)$$

Сума виправлених поправками горизонтальних кутів повинна дорівнювати їхній теоретичній сумі, тобто $\sum \beta_{вип.i} = \sum \beta_m$.

За виправленими горизонтальними кутами знаходять дирекційні кути сторін ходу за формулами

$$\alpha_н = \alpha_п + \beta_i \pm 180^\circ \text{ (виміряні ліві за ходом горизонтальні кути)}, \quad \text{(IV.3.11)}$$

$$\alpha_н = \alpha_п - \beta_i \pm 180^\circ \text{ (виміряні праві за ходом горизонтальні кути)}, \quad \text{(IV.3.12)}$$

де $\alpha_п$ та $\alpha_н$ – дирекційні кути попередньої та наступної ліній ходу; β_i – горизонтальний кут утворений цими лініями.

У наведеному прикладі дирекційний кут сторони 5-1 ходу визначають за формулою $\alpha_н - \alpha_п + \beta_i \pm 180^\circ$, оскільки виміряні в ході горизонтальні кути ліві

$$\alpha_{5,1} = 278^\circ 22' + 88^\circ 35' - 180^\circ = 186^\circ 57'.$$

Аналогічно обчислюють усі інші дирекційні кути ходу. Їхні значення записують у колонку 4. Контролем правильності визначення дирекційних кутів є отримання вихідного значення дирекційного кута α_{78}.

У колонку 5 виписують горизонтальні прокладення з точністю до сантиметрів.

За формулами прямої геодезичної задачі знаходять прирости координат

$$\left.\begin{aligned} \Delta X_i &= d_i \cos\alpha_i \\ \Delta У_i &= d_i \sin\alpha_i \end{aligned}\right\}, \quad \text{(IV.3.13)}$$

а також їхні практичні суми $\sum \Delta X_{пр}$ та $\sum \Delta У_{пр}$.

Теоретичні суми приростів координат визначають за формулами

$$\left.\begin{aligned} \sum \Delta X_m &= X_к - X_п \\ \sum \Delta У_m &= У_к - У_п \end{aligned}\right\}, \quad \text{(IV.3.14)}$$

де $X_п$, $У_п$ та $X_к$, $У_к$ – координати початкового та кінцевого пунктів тахеометричного ходу. У наведеному прикладі це пункти 5 та 8.

Після цього обчислюють нев'язки в прирости координат

$$\left.\begin{aligned} f_{\Delta X} &= \sum \Delta X_{пр} - \sum \Delta X_m \\ f_{\Delta У} &= \sum \Delta У_{пр} - \sum \Delta У_m \end{aligned}\right\}. \quad \text{(IV.3.15)}$$

Абсолютна лінійна нев'язка в периметрі ходу становить

$$f_S = \sqrt{f_{\Delta X}^2 + f_{\Delta У}^2}, \quad \text{(IV.3.16)}$$

а відносна

$$f_{відн} = \frac{f_S}{P} = \frac{1}{P / f_S}. \quad \text{(IV.3.17)}$$

Допустиму лінійну нев'язку для тахеометричного ходу визначають за формулою

$$f_{доп} = \frac{P}{400\sqrt{n}} \qquad \text{(IV.3.18)}$$

записують у відомість у вигляді дробу

$$f_{доп} = \frac{1}{400\sqrt{n}/P}, \qquad \text{(IV.3.19)}$$

де n – кількість виміряних ліній.

Якщо $f_{відн} < f_{доп}$, тоді нев'язки $f_{\Delta X}$ та $f_{\Delta Y}$ розподіляють з оберненим знаком в обчислені прирости координат у вигляді поправок

$$\left.\begin{aligned} \upsilon_{x_i} &= -\frac{f_{\Delta X}}{P}\cdot d_i \\ \upsilon_{y_i} &= -\frac{f_{\Delta Y}}{P}\cdot d_i \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.3.20)}$$

Поправки заокруглюють до 0,01 м так, щоб їхні суми дорівнювали нев'язкам $f_{\Delta X}$ та $f_{\Delta Y}$ з протилежним знаком, тобто

$$\left.\begin{aligned} \sum \upsilon_{x_i} &= -f_{\Delta X} \\ \sum \upsilon_{y_i} &= -f_{\Delta Y} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.3.21)}$$

Знаходять виправлені прирости координат

$$\left.\begin{aligned} \Delta X_{i.вип} &= \Delta X_{i.обч} + \upsilon_{x_i} \\ \Delta Y_{i.вип} &= \Delta Y_{i.обч} + \upsilon_{y_i} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.3.22)}$$

записують їхні значення у колонки 9 і 10 відомості.

Суми виправлених приростів координат повинні дорівнювати теоретичним

$$\left.\begin{aligned} \sum \Delta X_{вип} &= \sum \Delta X_m \\ \sum \Delta Y_{вип} &= \sum \Delta Y_m \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.3.23)}$$

Координати пунктів тахеометричного ходу знаходять за формулами

$$\begin{aligned} X_{n+1} &= X_n + \Delta X_{n,n+1}, \\ Y_{n+1} &= Y_n + \Delta Y_{n,n+1}. \end{aligned} \qquad \text{(IV.3.24)}$$

Контролем правильності знаходження координат пунктів тахеометричного ходу є значення координат кінцевого пункту ходу (у наведеному прикладі пункту 8).

Таблиця IV.3.2

Відомість
обчислення координат пунктів тахеометричного ходу від Т.5 до Т.7

№ вершин ходу	Кути вимірані (ліві) °	′	виправлені °	′	дирекційні °	′	Горизонтальне закладення	Прирости координат, м обчислені Δx	Δy	виправлені Δx	Δy	Координати, м X	Y
6													
		0,5			**278**	**22**							
5	88	34,5	88	35				- 0,02	+ 0,09			**468,62**	**172,18**
		0,5			186	57	122,38	-121,48	-14,81	-121,50	-14,72		
1	165	21,5	165	22				- 0,01	+ 0,09			347,12	157,46
					172	19	113,61	-112,59	15,19	-112,60	+15,28		
2	194	42	194	42				- 0,02	+ 0,11			234,52	1685,46
					187	1	146,30	-145,20	-17,87	-145,22	-17,76		
7	69	29	69	29								**89,30**	**1667,70**
					76	**30**							
8													

$\Sigma\beta_{пр}$ = 518 07

$\Sigma\beta_m$ = 518 06

f_β = -1,0

доп f_β = 2,7

P = 382,29 м

$\Sigma\Delta x_1$ = -379,27 $\Sigma\Delta y_n$ = - 17,49

$\Sigma\Delta x_T$ = -379,32 $\Sigma\Delta y_m$ = - 17,20

-379,32 -17,20

$f_{\Delta x} = +0,05$ $f_{\Delta y} = -0,29$

$fs = \sqrt{f_{\Delta x}^2 + f_{\Delta y}^2} = 0,29$ м, $f_{відн} = \frac{fs}{P} = \frac{1}{1318}$, $доп\ f_{відн} = \frac{1}{400\sqrt{n}} = \frac{1}{690}$

IV.3.3. Обчислення висот пунктів тахеометричного ходу

Висоти пунктів 5 і 7 відомі з геометричного нівелювання. Обчислюють соти пунктів тахеометричного ходу 1 і 2 у відомості (табл. IV.3.3).

У колонку 1 відомості записують номери пунктів тахеометричного ходу, а колонки 2 і 3 зі схеми тахеометричного ходу (*рис. IV.3.2*) – середні значення вжин ліній (горизонтальних проекцій) та перевищень.

Знаходять периметр ходу P та суму виміряних перевищень $\Sigma h_{пр}$. Теоретичну суму перевищень у ході (полігоні) визначають за формулою

$$\Sigma h_m = H_к - H_п, \qquad \text{(IV.3.25)}$$

де $H_п$ і $H_к$ – висоти початкового і кінцевого пунктів ходу відповідно.

Таблиця IV.3.3

Відомість обчислення висот пунктів тахеометричного ходу

Номери пунктів ходу	Довжини ліній, м	Середні значення перевищень, м	Поправки δ_h у виміряні перевищення, м	Виправлені перевищення, м	Висоти пунктів, м
5					**222,34**
	122,38	+3,14	+0,02	+3,16	
1					225,50
	113,61	-2,47	+0,01	-2,46	
2					223,04
	146,30	+1,45	+0,01	+1,46	
7					**224,50**
	P=382,29	$\Sigma_{h_{пр}} = +2{,}12$ м	$\Sigma\delta_h = +0{,}04$ м	$\Sigma_h = +2{,}16$ м	

$\Sigma_{h_m} = +2{,}16$ м

$f_h = -0{,}04$ м

$$\text{доп } f_h = \frac{0{,}04\,P}{\sqrt{n}} = \frac{0{,}0004 \cdot 382{,}29}{\sqrt{3}} = -0{,}088 \text{ м}$$

Зауважимо, що у зімкненому ході (полігоні) початковий пункт є одночасно кінцевим, тобто $H_п = H_к$. Отже, $\Sigma h_т$ для такого ходу дорівнює нулю.

Далі за формулою

$$f_h = \Sigma h_{пр} - \Sigma h_m \qquad \text{(IV.3.26)}$$

обчислюють нев'язку у ході та порівнюють її значення з допустимою нев'язкою, яку знаходять за формулою

$$доп\ f_h = \frac{0{,}04P}{\sqrt{n}}, \qquad (IV.3.27)$$

де n – кількість виміряних перевищень у ході.

Якщо абсолютна величина нев'язки не перевищує допустимої, то її значення з оберненим знаком розподіляють рівномірно у виміряні перевищення у вигляді поправок : $\delta_h = -\frac{f_h}{n}$.

Поправки δ_h заокруглюють до сантиметрів і розподіляють у перевищення з таким розрахунком, щоб їхня сума дорівнювала значенню нев'язки з протилежним знаком, тобто $\Sigma\delta_h = -f_h$.

Визначають виправлені перевищення за формулою

$$h_{вип.\,i} = h_i + \delta_{h_i}. \qquad (IV.3.28)$$

Для контролю обчислюють суму виправлених перевищень. Вона повинна дорівнювати теоретичній сумі перевищень $\Sigma h_{вип.\,i} = \Sigma h_m$.

Отримавши виправлені перевищення, знаходять висоти пунктів тахеометричного ходу

$$H_{i+1} = H_i + h_{вип.\,i}. \qquad (IV.3.29)$$

IV.3.4. Опрацювання журналу тахеометричного знімання

Розглянемо, як опрацьовують сторінки тахеометричного журналу (табл. IV.3.4). Знімання місцевості виконували з пункту 5, координати та висота якого відомі.

1. На станції 1 обчислюють значення місця нуля (*МО*) за відліками вертикального круга, навівши зорову трубу при *КП* та *КЛ* на рейки, встановлені на станціях 6 та 1, за формулою

$$МО = \frac{КЛ_6 + КЛ_1 + КП_6 + КП_1}{4}. \qquad (IV.3.30)$$

У такому разі цьому висота приладу дорівнює висоті наведення.

Для станції 5 (див табл. IV.3.2) місце нуля дорівнює

$$МО = \frac{3^\circ\,19{,}5' + 2^\circ\,36{,}0' - 3^\circ\,17{,}5' - 2^\circ\,34{,}0'}{4} = +0^\circ\,01{,}0'.$$

2. Обчислюють кути нахилу напрямків на точку 6 та 1 тахеометричного ходу за відліками при КЛ та КП за формулами

$$v_i = КЛ_i - МО, \qquad (IV.3.31)$$

$$v_i = МО - КП_i. \qquad (IV.3.32)$$

Таблиця IV.3.4

Журнал тахеометричного знімання

Дата Погода: сонячно, слабкий вітер

Вимірював Записував і обчислив

№ станцій і пікетів	Відліки: рейки n, см	Відліки: горизонтального круга	Відліки: вертикального круга	Кут нахилу, ν	Горизонтальна проекція $d = K \cdot n \cdot \cos^2 \nu$	Перевищення $h = d\,tg\nu + i - l$	Висота $H = H_{ст} + h$	Примітка
Назва станції: 5; Коефіцієнт віддалеміра: $K = 100$; Висота приладу: $i = 1{,}34$ м;								
Орієнтування лімба на станцію: 6; Місце нуля: $MO = +0°\ 01{,}0'$; $H_{ст} = 222{,}34$ м.								
КП								
1			-2° 34,0'					
6			-3° 17,5'					
Величина гор. кута								
КЛ								
1			+2° 36,0'					
6		0° 00,0'	+3° 19,5'					
Величина гор. кута								
Сер. кут								
КЛ								
11	122,4	47°32′	-0°32′	-0°33′	172,0	-1,65	220,69	
12	106,7	71 42′	-0 52	-0 53	106,0	-1,63	219,05	$\ell = 3$ м
13	101,2	112 32′	-2 51	-2 52				
14	122,0	133 06′	-4 46	-4 47				
15	113,1	163 28	-3 20	-3 21				
16	70,2	146 08	-1 31	-1 32				
17	44,6	71 40	-0 48	-0 49				
18	91,2	34 15	-2 21	-2 22				
19	80,7	350 03	+3 16	+3 15				
110	76,5	193 50	+2 16	+2 15				
Ст.6		0 01						

1 для контролю за формулою

$$v_i = \frac{КЛ_i - КЛ_i}{2}, \qquad (IV.3.33)$$

де i – номер точки, на яку виконували спостереження.

Їхні числові значення записують у колонку 5 табл. IV.3.2.

3. Визначають горизонтальні проекції від точки спостережень до пікетних точок за формулою

$$d = K\,n \cdot \cos^2 v, \qquad (IV.3.34)$$

де К – коефіцієнт ниткового віддалеміра (К ~ 100), n – віддаль частки шкали рейки, що розміщена між віддалемірними штрихами сітки ниток. Якщо значення S відлічують в сантиметрах, то значення виміряної відстані $S' = K \cdot n$ буде виражене в метрах. Тобто

$$d = S' \cos^2 v. \qquad (IV.3.35)$$

Значення горизонтальних проекцій виміряних віддалей записують у колонку 6 табл. IV.3.2.

4. Обчислюють перевищення між станцією і пікетними точками за однією з формул

$$h_i = 0.5 \cdot S' \sin 2v, \qquad (IV.3.36)$$

$$h_i = d\ tg v. \qquad (IV.3.37)$$

Висоти пікетних точок (пікетів) знаходять за формулою

$$H_{ПК\,i} = H_{ст} + h_в, \qquad (IV.3.38)$$

де $H_{ПК\,i}$ – висота пікетної точки; $H_{ст}$ – висота станції, з якої виконували знімання; $h_в$ – виміряне перевищення між станцією та пікетною точкою.

Якщо під час вимірювань наводилися горизонтальною ниткою сітки ниток на висоту $\ell \neq i$, то висоту такого пікету визначають за формулою

$$H_{ПК\,i} = H_{ст} + h_в, + i - \ell\,. \qquad (IV.3.39)$$

На цьому закінчуються обчислювальні роботи під час тахеометричного знімання.

IV.3.5. Складання плану тахеометричного знімання

На аркуші креслярського паперу (формат А1) за допомогою лінійки Дробишева будують координатну сітку, спосіб побудови якої детально описано в розділі II.

Координатну сітку оцифровують відповідно до масштабу, у якому будують план тахеометричного знімання, та координат точок тахеометричного ходу.

Потім на план наносять за координатами вихідні пункти та пункти тахеометричного ходу. Методи нанесення пунктів за координатами також описано в розділі II.

Найбільше часу витрачається на нанесення пікетних точок за їхнім полярними координатами. Найпростіший і доволі швидкий спосіб нанесення пікетних точок оснований на використанні так званих тахеометричних транспортирів. Один з видів таких транспортирів показано на *рис. IV.3.4.*

Тахеометричний транспортир – це поєднання кругового транспортира з градусними поділками, нанесеними на крузі радіусом приблизно 9 см, та лінійки завдовжки 27 см з міліметровими поділками. Початок лінійки в центрі круга (в точці О). Транспортир і лінійка виготовлені з прозорого пластику.

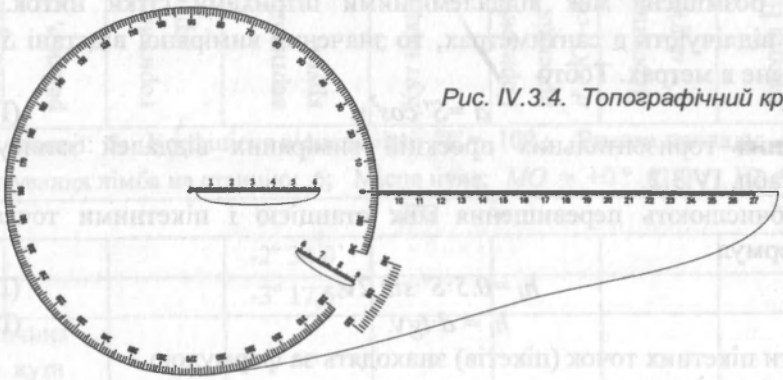


Рис. IV.3.4. Топографічний круг

Частину поділок лінійки від 0 до 6 см нанесено на прямолінійні частині фігурного вирізу, зробленого в округлій частині транспортира. Скошений край цієї частини лінійки та її продовження від 10 см до кінця (27 см) збігається з нульовим штрихом транспортира. Менший фігурний виріз з прямолінійною частиною, на якій нанесено поділки лінійки від 6 см до 9 см, зроблено в секторі, якому відповідають градусні поділки 320° – 340°. Хоча через цей фігурний виріз частина градусних поділок нанесена не на колі радіусом 9 см, а на колі з більшим радіусом, це не змінює суті побудови кутів таким транспортиром. Такий поділ лінійки на три частини та зміна радіусів транспортира дали змогу конструктору поєднати лінійку з кругом, а не з півкругом, як звичайно. Градусні поділки нанесено проти ходу годинникової стрілки. Щоб нанести пікетні точки, центр транспортира (отвір діаметром 0,15 мм) спеціальною голкою закріпляють над нанесеною на план станцією, з якої виконували знімання пікетних точок.

Наносять пікети майже так само, як і звичайним транспортиром. На плані проводять допоміжну лінію за напрямком орієнтування тахеометра під час знімання. Ця лінія з'єднує пункт тахеометричного ходу, з якого виконували знімання, та задній або передній пункти тахеометричного ходу. Переважно тахеометр орієнтують на задній пункт, тоді допоміжна лінія слугує відліковим

пристроєм. Повертаючи транспортир, суміщають градусну поділку транспортира, яка відповідає значенню горизонтального кута, з допоміжною лінією. Тоді напрямок основних частин лінійки утворить з допоміжною лінією потрібний горизонтальний кут.

Тепер вздовж лінійки потрібно в масштабі карти (плану) відкласти з точністю до 0,1 – 0,2 мм довжину лінії. Кінець цієї лінії позначають крапкою і обводять колом. З лівого боку прокреслюють олівцем риску дробу, в чисельнику якого записують номер пікета, а в знаменнику – його висоту з точністю, яка залежить від масштабу карти (плану). Для карт (планів) масштабу 1:500 – 1:1000 – з точністю до сантиметрів, а для карт (планів) масштабу 1:2000 і менше – з точністю до дециметрів. Якщо потрібно відкласти довжину лінії 6–10 см у масштабі карти (плану), то прокреслюють напрямок вздовж лінійки на пікетну точку, а відтак, повертаючи круг, суміщають прямолінійну частину лінійки на відрізку 6–9 см з прокресленою лінією і відкладають потрібну довжину лінії.

Користуючись зарисом, наносять на план ситуацію та викреслюють її в умовних знаках. Напрямки між пікетами, на яких потрібно виконувати інтерполювання, показано на зарисах стрілками. Нанесені на план під час інтерполяції точки з однаковими висотами з'єднують послідовно плавною криволінійною лінією, тобто викреслюють горизонталі. Усі ці креслення виконують спочатку олівцем.

Здійснюють польовий контроль і тільки після цього план викреслюють тушшю, кольором та розмірами, вказаними в умовних знаках [27] для певного масштабу знімання.

IV.3.6. Сучасні методи нанесення пікетних (рейкових) точок

Для того, щоб точніше і швидше нанести на карту пікетні точки, краще замінити полярні координати пікетних точок на прямокутні. Трансформування полярних координат у прямокутні зрозуміле з *рис. IV.3.4.* На основі цього рисунка можемо записати:

$$\left.\begin{aligned} X_{Pi} &= X_{cm} + d_i \cdot cos \cdot (A + \alpha_i), \\ У_{Pi} &= У_{cm} + d_i \cdot sin \cdot (A + \alpha_i). \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.3.40)}$$

де α_i та d_i – полярні координати пікетної точки P_i; А – дирекційний кут лінії, вздовж якої було орієнтовано тахеометр під час знімання; $X_{ст}$, $У_{ст}$ – прямокутні координати станції, з якої виконували знімання пікетних точок P_i; X_{Pi}, $У_{Pi}$ – прямокутні координати пікетних точок P_i.

Метод прямокутних координат використовують також для нанесення туації, знятої методом перпендикулярів.

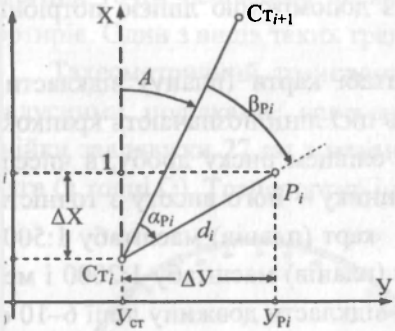


Рис. IV.3.5. До трансформування олярних координат у прямокутні

Наносять пікетні точки за прямокутними координатами за допомогою поперечного масштабу, циркуля-вимірника, прямокутного трикутника. Правильність нанесення пікетних точок перевіряють, порівнюючи виміряну віддаль на плані між двома тільки що нанесеними сусідніми точками з вимірами цієї лінії на місцевості. Отримана різниця не повинна перевищувати 0,4 мм на плані.

Для нанесення пікетних точок на план можна застосовувати координатографи, що підвищує точність нанесення пікетів. У геодезичному виробництві користовують як невеликі, так звані ручні, координатографи, так і електронні, і дають змогу автоматизувати процес нанесення пікетних точок на план хеометричного знімання, трансформуючи полярні координати в прямокутні.

V. МЕНЗУЛЬНЕ ЗНІМАННЯ

Одним із методів створення топографічних карт є мензульне знімання. Мензульне знімання є кутонарисним і відрізняється від тахеометричного тим, що, виконуючи його, горизонтальні кути не вимірюють, а за допомогою спеціального приладу будують на карті безпосередньо в полі.

Однією з головних переваг мензульного знімання є те, що ситуацію і рельєф викреслюють на карті під час знімання. Карту можна порівнювати з місцевістю, де виконують знімання, а помічені помилки (пропуски тощо) одразу ж виправити.

Недоліками мензульного знімання порівняно з тахеометричним є громіздкість обладнання, залежність від погодних умов та невисокий ступінь автоматизації робіт. Крім того, карту складають тільки в одному примірнику і в заздалегідь визначеному масштабі. Тому сьогодні в геодезичному виробництві для створення топографічних карт цей метод майже не використовують.

Оскільки мензульне знімання є наочним методом створення топографічної карти, то вважаємо, що з методичного погляду він все ж заслуговує на увагу.

V.1. Суть мензульного знімання

Мензульне знімання виконують за допомогою мензульного комплекту (*рис. V.1.1*), в який входить мензула, кіпрегель, штатив, орієнтир-бусоль, дві рейки, центрувальна вилка, топографічна парасоля.

Латинською мовою ***mensula*** означає столик. До столика прикріплюють планшет, на якому викреслюють карту місцевості.

Планшет – це прозорий пластик або наклеєний на лист фанери чи алюмінію цупкий папір з нанесеною на ньому координатною сіткою. Під час мензульного знімання на планшеті створюють польовий оригінал карти.

Кіпрегель – це прилад, за допомогою якого на планшеті будують горизонтальні кути, вимірюють віддалі, перевищення між пунктом, з якого виконують знімання, і характерними точками місцевості та наносять ці точки на планшет.

Для побудови на карті горизонтального кута місцевості *BAC* (*рис. V.1.2*) мензулу з прикріпленим на ній планшетом встановлюють на штативі над точкою *A* так, щоб можна було нанести на планшет точки *б* і *c*, а в точках *B* і *C* місцевості встановлюють прямовисно рейки або візирні цілі.

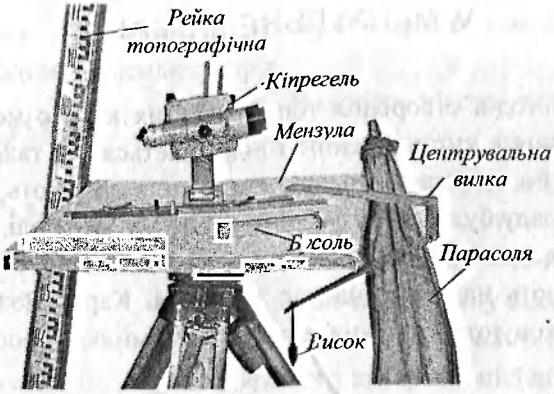


Рис. V.1.1. Мензульний комплект

Зорову трубу кіпрегеля вертикальною ниткою сітки ниток наводять на точки C і B місцевості. Водночас на планшеті вздовж скошеного краю лінійки кіпрегеля прокреслюють напрямки aC і aB відповідно. На перетині прокреслених ліній отримують точку a та кут β – проекцію кута BAC місцевості на площину планшета. Щоб проекція кута була горизонтальною, поверхня планшета має бути горизонтальною, а точка a на планшеті і точка A місцевості знаходитись на одній прямовисній лінії.

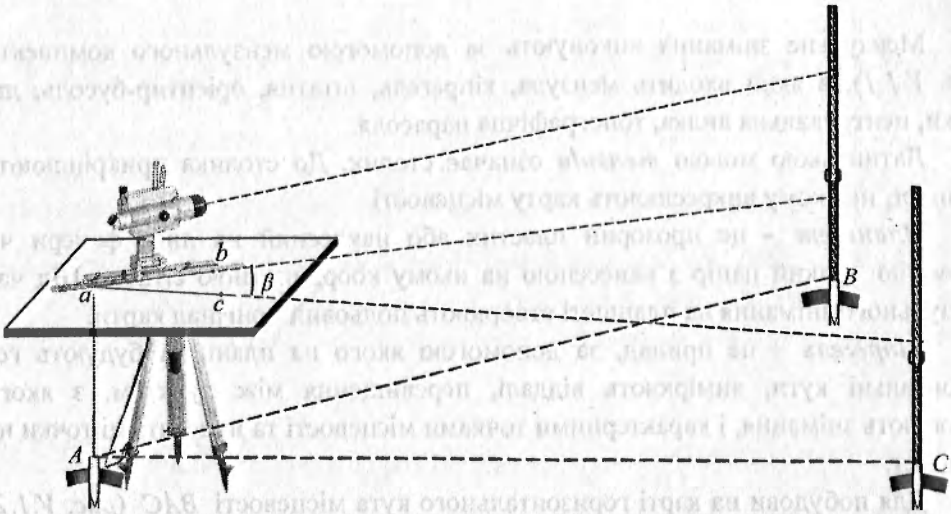


Рис. V.1.2. Побудова горизонтального кута на місцевості на планшеті

Якщо над точками B і C встановити рейки, виміряти нитковим віддалеміром віддалі (горизонтальні проекції) від точки A до точок B і C та

відкласти їх у масштабі карти на відповідних лініях, то отримаємо на планшеті точки $в$ і $с$, які і є проекціями точок B і C на горизонтальну площину. Крім цього, методом тригонометричного нівелювання можна визначити перевищення h_{AB} та h_{AC} і обчислити висоти цих точок. За знайденими висотами точок безпосередньо в полі викреслюють рельєф місцевості за допомогою горизонталей.

V.2. Прилади, які використовують під час мензульного знімання

V.2.1. Мензула і її приладдя

Мензули поділяють на мензули з металевими підставками, дошки яких мають розміри 60 × 60 × 3 см, і полегшені мензули з дошками 60 × 60 × 2 см.

Мензула з металевою підставкою має трегер та підставку з трьома підіймальними гвинтами. Підставку кріплять до мензульної дошки трьома гвинтами. У корпусі підставки є навідний і закріплювальний гвинти, до штатива її кріплять становим гвинтом.

За допомогою навідного гвинта, якщо затиснуто закріпний гвинт, мензулу можна обертати в горизонтальній площині на невеликі кути.

Полегшена мензула має мензульну дошку зі становим гвинтом, диск і спеціальний штатив з трегером. Дошка обертається на диску, з яким її скріплено становим гвинтом. Якщо становий гвинт закріплено, дошку можна обертати на невеликі кути у горизонтальній площині за допомогою навідного гвинта. Диск з дошкою можна нахиляти за допомогою трьох підіймальних гвинтів трегера штатива.

Центрувальну вилку (*рис. V.2.1, а*) використовують для центрування точки планшета над центром пункту місцевості, що відповідає їй. Вона складається з трьох дерев'яних планок. Планки 1 і 2 з'єднані нерухомо, а 2 і 3 – рухомо. Планка 1 закінчується вказівником 4, а до нижнього кінця планки 3 прикріплена нитка з виском. Коли вказівник вилки прикладений до точки на горизонтальному планшеті, вістря виска має знаходитися над відповідною їй точкою місцевості (*рис. V.2.1, б*).

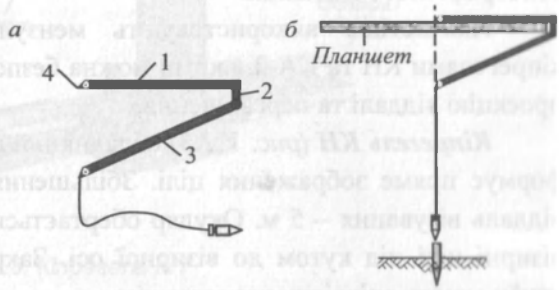


Рис. V.2.1. Центрувальна вилка

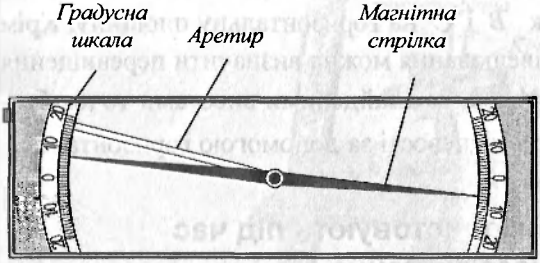


Рис. V.2.2. Орієнтир-бусоль

Орієнтир-бусоль використовують для орієнтування планшета за магнітним азимутом. Для цього бусоль прикладають до східної або західної рамки трапеції і обертають доти, доки північний кінець магнітної стрілки не покаже відлік, що дорівнює схиленню магнітної стрілки.

Мензульна орієнтир-бусоль (*рис. V.2.2*) має магнітну стрілку, аретир, дві оцифровані шкали і захисне скло. В центрі є сталевий шпиль конічної форми, на якому обертається магнітна стрілка. Під час транспортування стрілку за допомогою аретира піднімають і притискають до захисного скла коробки.

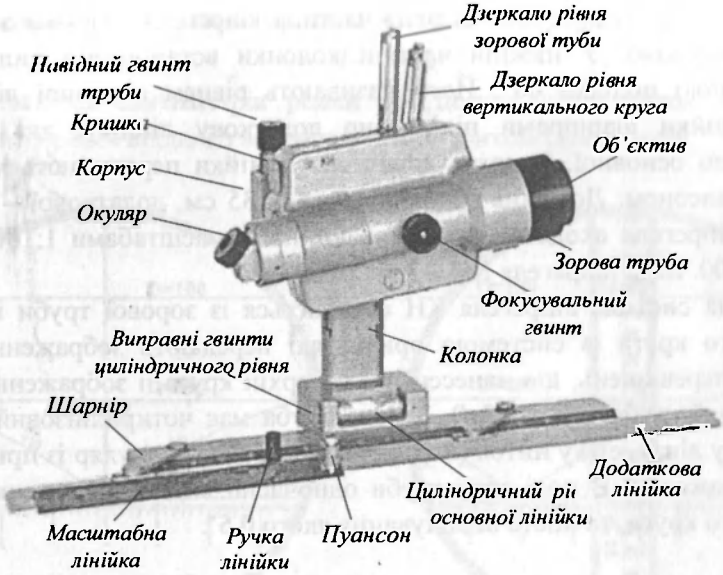
Спеціальна ***розсувна рейка*** (див. *рис. IV.1.9*) для кіпрегеля КН має нуль, який встановлюють за допомогою висувної підставки на висоту приладу. Визнаючи віддалі або перевищення, початкову криву спрямовують на нуль рейки, а вертикальний штрих сітки ниток – на її вісь.

V.2.2. Кіпрегелі

Кіпрегель у перекладі з німецької означає: *kippen* – перекидати та *regel* – лінійка. Це геодезичний прилад, призначений для вимірювання перевищень, віддалей, вертикальних кутів і графічних побудов напрямів під час топографічного знімання.

Найчастіше використовують мензульні комплекти з номограмними кіпрегелями КН та КА-2, якими можна безпосередньо визначити горизонтальну проекцію віддалі та перевищення.

Кіпрегель КН (*рис. V.2.3*) обладнаний ахроматичною зоровою трубою, яка формує пряме зображення цілі. Збільшення зорової труби – 25^x. Мінімальна віддаль візування – 5 м. Окуляр обертається в оправі й дає змогу спостерігати візирні цілі під кутом до візирної осі. Закріпний та навідний гвинти зорової труби мають співвісну конструкцію.



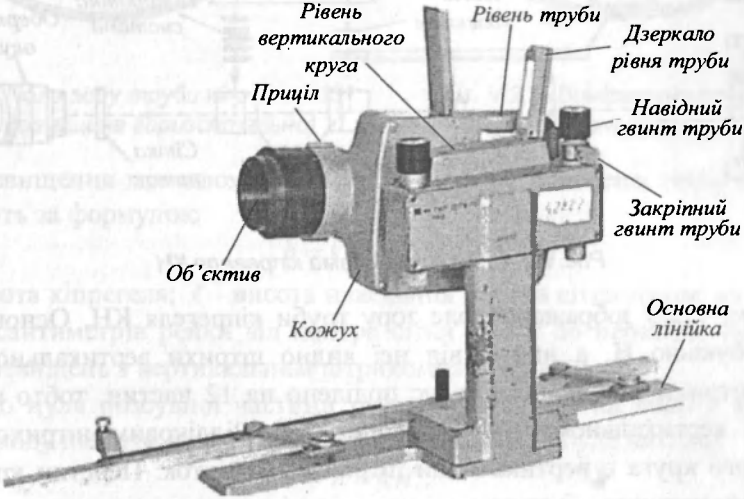


Рис. V.2.3. Кіпрегель КН

До труби прикріплено циліндричний рівень із ціною поділки 30", виправні гвинти якого розташовані під кришкою рівня труби. У корпусі колонки вмонтовано циліндричний рівень вертикального круга з ціною поділки 30" та його навідний гвинт. Вертикальний круг розміщений в кожусі, обертається разом із трубою і прикріплений нерухомо до колонки. Під час обертання труби

ертикальний круг нерухомий. Верхня частина кіпрегеля з'єднана з основною інійкою колонкою. У нижній частині колонки встановлено циліндричний івень із ціною поділки 60". Його називають рівнем основної лінійки. До основної лінійки шарнірами під'єднано додаткову лінійку, яка рухається паралельно до основної. В пазах додаткової лінійки пересувають масштабну лінійку з пуансоном. Довжина основної лінійки 35 см, додаткової – 50 см. До комплекту кіпрегеля входять масштабні лінійки з масштабами 1:1000, 1:2000, 1:2500 і 1:5000. Вага кіпрегеля КН – 3 кг.

Оптична система кіпрегеля КН складається із зорової труби і скляного вертикального круга із системою призм, які передають зображення кривих віддалей та перевищень, що нанесені на поверхні круга, і зображення рейки в окуляр зорової труби (*рис. V.2.4*). Зорова труба має чотирилінзовий об'єктив, фокусувальну лінзу, сітку ниток (вертикальний штрих) і окуляр із призмою, що обертає зображення. В полі зору труби одночасно видно зображення рейки і вертикального круга, точність відлічування якого 0,5'.

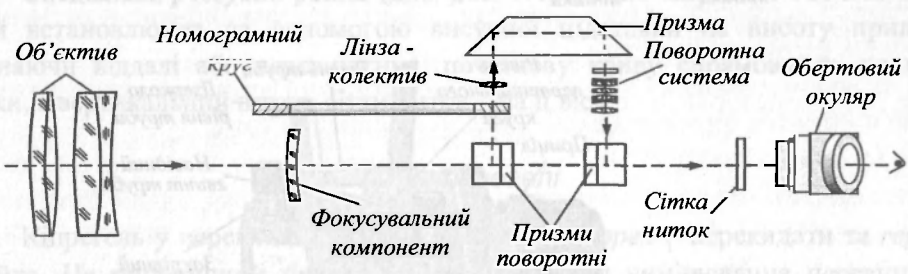


Рис.V.2.4. Оптична схема кіпрегеля КН

На *рис. V.2.5* зображено поле зору труби кіпрегеля КН. Основну криву позначено буквою Н, а нижче від неї видно штрихи вертикального круга. Градусні штрихи підписано. Градус поділено на 12 частин, тобто найменша поділка на вертикальному крузі дорівнює 5'. Відліковим штрихом шкали вертикального круга є вертикальний штрих сітки ниток. Перетин кривої *Н* із вертикальним штрихом сітки ниток є центром сітки ниток.

Крім цього, в полі зору видно номограмні криві віддалей з коефіцієнтами $K = 100$ та $K = 200$, а також номограмні криві перевищень з коефіцієнтами $k = \pm 10$, $k = \pm 20$, $k = \pm 100$.

Якщо відлічити кількість сантиметрів рейки від центра сітки ниток до перетину номограмної кривої з вертикальним штрихом сітки ниток та помножити це значення на коефіцієнт номограмної кривої, то отримаємо значення перевищення або горизонтальної проекції.

Значення горизонтальної проекції знаходять за формулою

$$d = K\,n\,, \qquad (V.2.1)$$

де n – кількість сантиметрів рейки від центра сітки ниток до перетину номограмної кривої віддалі з вертикальним штрихом сітки ниток.

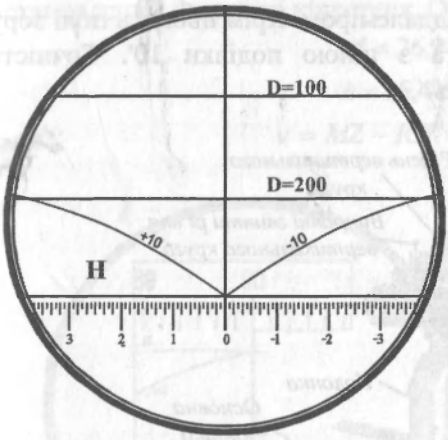


Рис. V.2.5. Поле зору труби кіпрегеля КН (труба розміщена горизонтально)

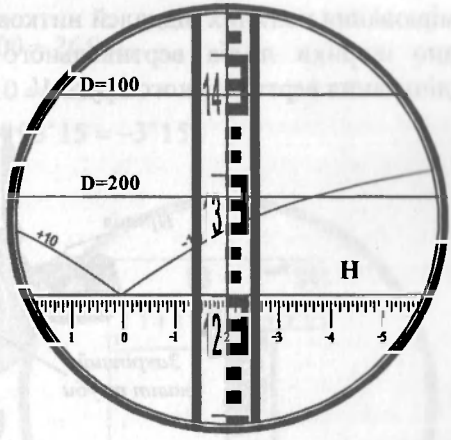


Рис. V.2.6. Вимірювання віддалей та перевищень кіпрегелем КН

Перевищення між двома точками, в яких встановлено кіпрегель і рейку, обчислюють за формулою

$$h = k\,n' + i - \ell\,, \qquad (V.2.2)$$

де i – висота кіпрегеля; ℓ – висота наведення центра сітки ниток на рейку; n' – кількість сантиметрів рейки від центра сітки ниток до перетину номограмної кривої перевищень з вертикальним штрихом сітки ниток.

Якщо нуль розсувної частини рейки встановити на висоту кіпрегеля, а основну криву навести на нього, то формула (V.2.2) набуде вигляду

$$h = k\,n'\,. \qquad (V.2.3)$$

Вимірювання кіпрегелем під час роботи виконують при крузі ліворуч.

Приклад. На *рис. V.2.6* основну криву кіпрегеля КН наведено на дециметровий штрих рейки (12), який відповідає висоті кіпрегеля. Тоді

$$d = 16{,}7\,см \times 100 = 16{,}7\,м\,,$$

$$d = 8{,}3\,см \times 200 = 16{,}6\,м\,,$$

$$h = 5{,}4\,см \times -10 = -0{,}54\,м\,.$$

Кіпрегель КА-2 (*рис. V.2.7*) відрізняється від КН тим, що його окуляр розташований не під кутом до візирної осі, а на додатковій лінійці немає пазів

ля встановлення масштабних лінійок. Зорова труба кіпрегеля дає обернене ображення.

На *рис. V.2.8* показано поле зору труби кіпрегеля КА-2. У Г-подібному іконці видно основну криву H, криву віддалі S ($K=100$) і перевищень $k=-10$). Крім цієї кривої, є ще криві перевищень з коефіцієнтами $k=+10$, $k=\pm 20$, $k=\pm 100$. Праворуч від віконця розміщені три штрихи сітки ниток для вимірювання похилих віддалей нитковим віддалеміром. Крім цього, в полі зору видно штрихи лімба вертикального круга з ціною поділки 10'. Точність відлічування вертикального круга 1'.

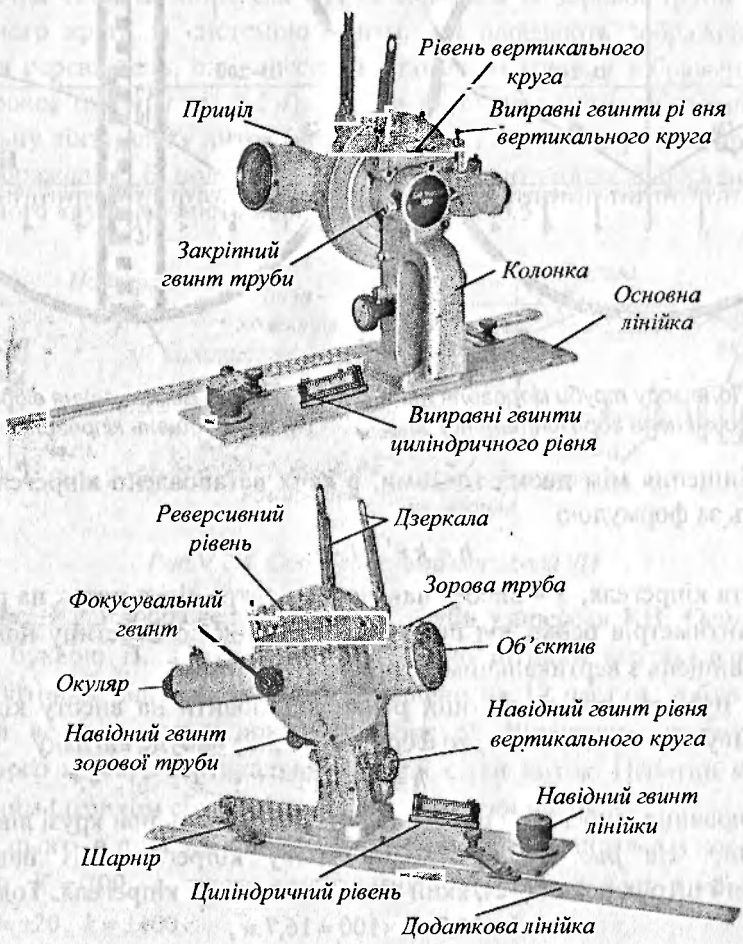


Рис. V.2.7. Кіпрегель КА-2

Перетин кривої H з правим краєм віконця є точкою наведення труби під час вимірювань віддалей, перевищень та вертикальних кутів. Виконуючи

вимірювання, край посрібленої пластинки спрямовують на рейку так, щоб він дотикався до рисунка поділок шкали рейки.

Горизонтальну проекцію віддалі визначають за формулою (V.2.1), а перевищення – за (V.2.2) або (V.2.3). На *рис. V.2.9* основну криву *H* кіпрегеля КА-2 наведено на нульовий штрих на верхній розсувній частині рейки, який встановлений на висоті кіпрегеля. Отже,

$$d = 26{,}9\,см \times 100 = 26{,}9\,м\,,$$

$$h = 15{,}4\,см \times -10 = -1{,}54\,м\,.$$

$$v = MZ - КЛ = 90^\circ - 93^\circ 15' = -3^\circ 15'.$$

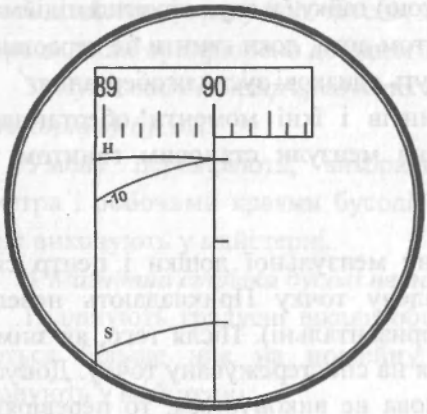


Рис. V.2.8. Поле зору труби кіпрегеля КА-2 (труба розташована горизонтально)

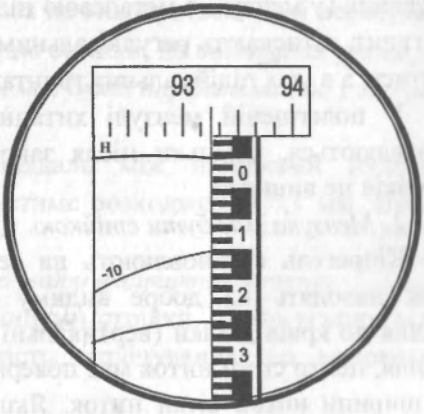


Рис. V.2.9. Вимірювання віддалей та перевищень кіпрегелем КА-2

V.3. Перевірки приладів для мензульного знімання

V.3.1. Перевірка штатива

1. *Штатив має забезпечувати незмінність положення мензули під час вимірювань.*

На місцевості встановлюють мензулу і за допомогою циліндричного рівня основної лінійки кіпрегеля та підіймальних гвинтів підставки її поверхню встановлюють горизонтально.

На середину мензульної дошки встановлюють кіпрегель і наводять центр сітки ниток на добре видиму точку місцевості. Прикладають невеликі бічні зусилля до головки штатива. Якщо після цього труба повернулась на

спостережувану точку, то перевірка виконується. Допускають відхилення на ширину штриха сітки ниток. У разі потреби усувають причини ненадійного закріплення ніжок з наконечниками та з головкою штатива.

V.3.2. Перевірка мензули

1. *Обертання підіймальних гвинтів у підставці має бути плавним; хитання гвинтів недопустиме.*

Перевірку виконують так само, як і для штатива. Зусилля прикладають до корпусу підставки. Після того, як зусилля знімають, сітка ниток має повернутися у початкове положення. Допуск – ширина штриха сітки ниток. Для виконання постування (у мензулі з металевою підставкою) гайку, у яку вкручено підіймальний гвинт, затискають регулювальним гвинтом доти, доки гвинти не перестануть хитатись, а в усіх підіймальних гвинтах будуть однакові зусилля обертання.

У полегшеній мензулі хитання гвинтів і їхні моменти обертання не виправляються, оскільки після закріплення мензули становим гвинтом цих недоліків не виникає.

2. *Мензула має бути стійкою.*

Кіпрегель встановлюють на середину мензульної дошки і центр сітки ниток наводять на добре видиму віддалену точку Прикладають невеликі зусилля до країв дошки (вертикальні та горизонтальні). Після того, як знімуть зусилля, центр сітки ниток має повернутися на спостережувану точку. Допуск – три ширини нитки сітки ниток. Якщо умова не виконується, то перевіряють закріплення дошки з трегером, трегера з підставкою та стійкість підіймальних гвинтів. Усунувши причини, перевірку повторюють. Якщо ж після цього мензула залишається нестійкою, то її відправляють в майстерню.

3. *Поверхня мензульної дошки має бути площиною.*

До поверхні мензульної дошки у різних напрямах прикладають ребро перевіреної лінійки (наприклад, скошений край лінійки кіпрегеля). Якщо проміжки між скошеним краєм лінійки й поверхнею дошки не перевищують 0,5 мм, то перевірка виконується. Якщо ні, то поверхню дошки потрібно відшліфувати у столярній майстерні.

4. *Поверхня мензульної дошки має бути перпендикулярною до її осі обертання.*

Мензулу встановлюють горизонтально. На середині мензульної дошки ставлять кіпрегель і плавно обертають її навколо осі. Якщо під час обертання дошки бульбашка рівня на лінійці кіпрегеля не відхиляється від середини більше ніж на 3 поділки, то перевірка виконується. В разі перевищення цих значень несправність усувають у майстерні.

V.3.3. Перевірка орієнтир-бусолі

1. *Стрілка бусолі повинна бути добре намагнічена і мати достатню чутливість.*

Встановлюють бусоль на горизонтальну площину і відкріпляють її арретир. Відлічують одним кінцем стрілки шкалу градусного кільця. Підносять до бусолі залізний предмет. Після того як предмет забирають, знову відлічують шкалу градусного кільця. Якщо різниця відліків більша за подвійну точність відлічування, то бусоль здають у майстерню.

2. *Кінці стрілки бусолі мають лежати в площині градусних кілець.*

Бусоль встановлюють на горизонтальну площину. Якщо кінці стрілки не лежать в площині градусних кілець, то умова не виконується. Тоді пересувають тягарець, який прикріплено до одного з кінців стрілки, до виконання умови.

3. *Нульовий діаметр градусних кілець має бути паралельний до робочих країв корпусу бусолі.*

Умову перевіряють, вимірюючи віддаль між поділками нульового діаметра і робочими краями бусолі. Допустиме розходження 0,1 мм. Виправлення виконують у майстерні.

4 *Магнітна стрілка бусолі не повинна мати ексцентриситету.*

Відлічують градусні шкали обома кінцями стрілки. Якщо відліки відрізняються більше ніж на подвійну точність відлічування, то виправлення виконують у майстерні.

V.3.4. Перевірка центрувальної вилки

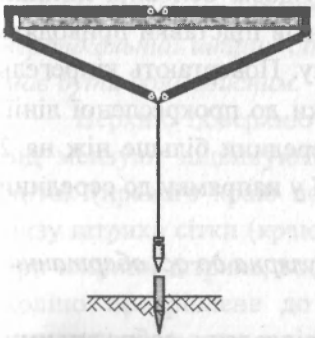


Рис. V.3.1. Перевірка центрувальної вилки

Кінець горизонтально розташованого вказівника центрувальної вилки має збігатися з ниткою виска.

На планшеті, верхня поверхня якого горизонтальна, намічають точку. Прикладають кінець вказівної планки до неї і відмічають проекцію вістря виска на папері, розташованому під мензулою (*рис. V.3.1*). Обертають центрувальну вилку на 180° і прикладають кінець вказівної планки до цієї точки на планшеті. Проекція виска має збігатися з попередньою. Якщо ні, то на половину відхилення переміщають місце скріплення нитки виска з центрувальною вилкою.

V.3.5. Перевірка кіпрегеля

Перевірку кіпрегеля починають із зовнішнього огляду. Перевіряють плавність роботи закріпних та навідних гвинтів. Додаткова та масштабна лінійки теж повинні переміщатися плавно. Після загального огляду та виправлення несправностей виконують перевірки геометричних умов кіпрегеля.

1. *Нижня поверхня основної лінійки повинна бути площиною, а її скошений край – прямою лінією.*

До нижньої поверхні основної лінійки прикладають ребро перевіреної лінійки. Допустима увігнутість країв лінійки вниз – 0,5 мм. Якщо перевірка не виконується, то лінійку виправляють у майстерні.

Для перевірки скошеного краю вздовж нього прокреслюють на планшеті лінію, на краях якої позначають дві точки. Повертають основну лінійку на 180° і, приклавши її скошений край до цих точок, знову прокреслюють лінію. Якщо дві лінії не збігаються, то такою лінійкою не можна користуватися.

2. *Додаткова лінійка має бути паралельна до основної на різних віддалях від неї.*

Встановлюють кіпрегель на планшет і прокреслюють вздовж основної лінійки лінію. Переміщаючи додаткову лінійку, на планшеті проводять лінії на різних віддалях від основної лінійки. За допомогою вимірника і масштабної лінійки вимірюють відстані між лініями, прокресленими за допомогою основної та додаткової лінійок. Якщо непаралельність ліній перевищує 0,2 мм, то додаткову лінійку замінюють або передають на ремонт.

3. *Вісь циліндричного рівня на лінійці має бути паралельна до її нижньої поверхні.*

Кіпрегель встановлюють на середину дошки і вздовж основної лінійки прокреслюють лінію. За допомогою підіймальних гвинтів підставки приводять бульбашку циліндричного рівня на лінійці на середину. Повертають кіпрегель на 180° і прикладають скошений край основної лінійки до прокресленої лінії. Якщо бульбашка циліндричного рівня змістилася з середини більше ніж на 2 поділки, то виправними гвинтами рівня переміщають її у напрямку до середини на половину відхилення. Перевірку повторюють.

4. *Візирна вісь зорової труби має бути перпендикулярна до осі обертання зорової труби.*

При крузі ліворуч наводять центр сітки ниток на віддалену, добре видиму, розташовану приблизно на висоті кіпрегеля візирну ціль. На планшеті вздовж скошеного краю основної лінійки прокреслюють лінію і на її початку позначають точку. Переводять трубу через зеніт, а кіпрегель повертають на 180°.

Приклавши скошений край основної лінійки (при крузі праворуч) до позначеної на планшеті точки, знову наводять центр сітки ниток на цю ціль. Прокреслюють на планшеті вздовж скошеного краю основної лінійки лінію. Якщо між прокресленими лініями утворився кут, то будують його бісектрису і прикладають до неї скошений край основної лінійки, після чого центр сітки ниток зміститься з візирної цілі.

У кіпрегелі КА-2 для виправлення призму переміщають виправним гвинтом, розташованим у передній фокусній площині окуляра.

У кіпрегелі КН виправними гвинтами переміщають сітку ниток.

Призму і сітку ниток переміщають аж доти, доки центр сітки ниток не проектуватиметься на вибрану ціль. Переміщення сітки ниток у КН призводить до зміни інших геометричних умов.

5. *Вісь обертання зорової труби має бути паралельна до нижньої площини основної лінійки.*

Мензулу з кіпрегелем установлюють на віддалі 10–20 м від стіни, а верхню поверхню дошки – горизонтально. Наводять при крузі ліворуч центр сітки ниток на точку на стіні, що розташована під кутом нахилу 20–30°. Під вибраною точкою на стіні на висоті кіпрегеля встановлюють лінійку з міліметровими поділками. Опускають зорову трубу, доки вертикальний штрих сітки ниток не потрапить на лінійку. Відлічують лінійку і прокреслюють на мензулі лінію вздовж скошеного краю основної лінійки кіпрегеля.

Повертають трубу через зеніт, прикладають основну лінійку до проведеної на мензулі лінії і всі дії повторюють при крузі праворуч. Якщо різниця відліків лінійки (для кута нахилу труби 20–30° і віддалі 20 м до лінійки), перевищує 4–7 мм відповідно, то кіпрегель потребує ремонту.

6. *Якщо вісь обертання зорової труби горизонтальна, то в кіпрегеля КН вертикальний штрих сітки ниток (в КА-2 правий край посрібленої пластини) має бути прямовисним.*

Верхню поверхню мензульної дошки горизонтують. На віддалі 10–15 м від мензули підвішують висок. Наводять верх вертикального штриха сітки ниток (правого краю посрібленої пластинки) на нитку виска. Якщо проекція низу штриха сітки (краю пластини) не збігається з ниткою виска більше ніж на три ширини штриха, то в КА-2 послаблюють стопорні гвинти, якими окулярне коліно прикріплене до корпусу труби, і розвертають його до збігу краю пластини з ниткою виска, у КН відпускають гвинти, якими кільце сітки ниток з'єднане з корпусом труби, і розвертають сітку ниток.

7. *Колімаційна площина труби має проходити через скошений край основної лінійки або бути паралельна до нього.*

Трубу кіпрегеля спрямовують на точку, розташовану приблизно на висоті риладу, яку добре видно неозброєним оком. Біля кінців скошеного краю сновної лінійки встромляють дві голки. Точка спостережень має опинитися у гворі цих голок. Виправлення виконують у майстерні.

8. *Вісь реверсивного рівня при трубі має бути паралельна до візирної осі орової труби.*

Наводять центр сітки ниток на рейку, розташовану на віддалі близько 00 м. Приводять бульбашку рівня труби на середину і відлічують рейку при вох положеннях вертикального круга (відліки a_1, a_2). Обчислюють значення с за формулою

$$x = \frac{a_1 - a_2}{2}, \qquad (V.3.1)$$

і також кут i''

$$i'' = \frac{x}{S}\rho'', \qquad (V.3.2)$$

це $\rho'' = 206265''$, а S – віддаль від кіпрегеля до рейки.

Якщо кут $i'' > 10''$, то знаходять середній відлік $a_{cp} = \frac{a_1 + a_2}{2}$ і навідним винтом зорової труби наводять центр сітки ниток на цей відлік. Виправними винтами циліндричного рівня виводять його бульбашку на середину.

Цю перевірку можна також виконати подвійним нівелюванням, як для нівеліра.

9. *Місце нуля (М0) вертикального круга має дорівнювати для КН 0°00′, для КА-2 – 90°00′.*

Нагадаємо, що точка, якою наводять зорову трубу на ціль, у КА-2 – це перетин основної кривої з краєм посрібленої пластини, а в КН – перетин вертикального штриха сітки з основною кривою.

Місце нуля визначають так: наводять зорову трубу на добре видиму віддалену точку при крузі ліворуч і праворуч та відлічують вертикальний круг. Перед відлічуванням вертикального круга навідним гвинтом рівня вертикального круга переміщають бульбашку рівня при вертикальному крузі на середину.

Значення місця нуля МО та кутів нахилу обчислюють за формулами:

а) для КН

$$\left.\begin{aligned} МО &= 0{,}5(КЛ - КП) \\ v &= КЛ - МО \\ v &= КП + МО \end{aligned}\right\}; \qquad (V.3.3)$$

б) для КА-2

$$\left.\begin{aligned} MO &= 0{,}5\,(КЛ + КП - 180^\circ) \\ v &= MO - КЛ \\ v &= КП - MO - 180^\circ \end{aligned}\right\}. \qquad (V.3.4)$$

Якщо *МО* відрізняється від номінального більше ніж на подвійну точність відлічування (1'- КН, 2'- КА-2), тоді визначають правильний відлік

а) для КН

$$\left.\begin{aligned} КЛ_{пр} &= КЛ - MO \\ КП_{пр} &= КП + MO \end{aligned}\right\}; \qquad (V.3.5)$$

б) для КА-2

$$\left.\begin{aligned} КЛ_{пр} &= \frac{КЛ + 360^\circ - КП}{2} \\ КП_{пр} &= \frac{КП + 360^\circ - КП}{2} \end{aligned}\right\}. \qquad (V.3.6)$$

Зорову трубу наведено на спостережувану точку при *КЛ (КП)*. Навідним гвинтом рівня вертикального круга встановлюють на вертикальному крузі правильний відлік. Бульбашка циліндричного рівня зміщається з середини. Виправними гвинтами рівня її повертають на середину.

10. *Якщо візирна вісь горизонтальна, то номограмні криві перевищень +10 та -10 мають перетинатися на вертикальному штриху сітки ниток* (див. *рис. V.2.5*).

На вертикальному крузі встановлюють відлік, який дорівнює *МО*. При цьому бульбашка рівня при вертикальному крузі має бути в нуль-пункті, а номограмні криві перевищень +10 та -10 мають перетинатися на вертикальному штриху сітки ниток. Якщо криві не перетинаються на вертикальному штриху, то виправними гвинтами круга номограм, розташованими внизу під кожухом циліндричного рівня вертикального круга, розвертають круг на потрібну величину.

V.3.6. Дослідження номограм і вертикального круга

1. *Номограми віддалей мають бути нанесені правильно.*

На місцевості встановлюють мензулу так, щоб верхня поверхня планшета була горизонтально. На віддалі 10–20 м від мензули підвішують рулетку з міліметровими поділками. Від осі обертання труби кіпрегеля до рулетки вимірюють віддаль S_o з точністю до 1 см. Для різних кутів нахилу (від –35° до +35°) вимірюють віддалі S_i до рулетки за допомогою кіпрегеля не менше ніж 30 разів, змінюючи щоразу висоту наведення, наприклад, на 10 чи 20 см.

Обчислюють коефіцієнти K_{S_i} для кожного вимірювання за формулою

$$K_{S_i} = K_o \frac{S_o}{S_i}, \qquad (V.3.7)$$

де $K_o = 100$ або 200 (залежить від коефіцієнта досліджуваної номограми).

Якщо різниці у коефіцієнтах $\Delta K = K_{S_i} - K_o$ не перевищують 0,2 % K_o, то номограму віддалей нанесено правильно. Відносна похибка визначення K_{S_i} не повинна перевищувати $\frac{1}{1000}$.

Середню квадратичну похибку m_s вимірювання кожного інтервалу визначають за формулою

$$m_s = \sqrt{\frac{\sum_1^n \delta_s^2}{n}}, \qquad (V.3.8)$$

де n – кількість прийомів вимірювань; $\delta_s = S_i - S_o$ – істинні похибки.

Середню квадратичну похибку $m_{s(100)}$ визначення віддалі, перераховану на 100 м, обчислюють за формулою

$$m_{s(100)} = \sqrt{\frac{\sum_1^p (m_s \frac{100}{S})^2}{p}}, \qquad (V.3.9)$$

де S – довжина інтервалу, м; p – кількість інтервалів (не менше ніж 8).

Середня квадратична похибка вимірювання віддалі на 100 м не повинна перевищувати 0,2 м.

2. *Номограми перевищень мають відповідати номінальним значенням.*

Аналогічно виконують вимірювання окремо для кожної кривої перевищень – не менше 10 інтервалів на рулетці між точкою візування і досліджуваною кривою. Для того щоб охопити всю номограмну криву, щоразу змінюють висоту наведення (наприклад, на 10–20 см). Коефіцієнт номограмної кривої обчислюють за формулою

$$K_h = \frac{h_o}{n}, \qquad (V.3.10)$$

де h_o = 10, 20, 30,... см у разі зміни візування через 10 см; n – кількість різниць $\Delta h = h_i - h_{i-j}$ перевищень; h_i – перевищення, визначене на i-й штрих рулетки; h_{i+j} – перевищення, визначені на штрихи $(i+j)$ рулетки; j = 10, 20, 30, 40 …см.

Якщо різниці між визначеними і номінальними коефіцієнтами не перевищують 0,2 % K_h для номограмної кривої з коефіцієнтом K_h, то номограму нанесено правильно. Відносна похибка визначення коефіцієнтів номограмних кривих не повинна перевищувати $\frac{1}{1000}$.

Середню квадратичну похибку визначення перевищення m_h також приводять до віддалі 100 м для кожної кривої перевищень за формулою

$$m_{h(100)} = \sqrt{\frac{\sum_{1}^{p}(m_h \frac{100}{S})^2}{p}}, \qquad (V.3.11)$$

де p – кількість інтервалів; m_h – середня квадратична похибка із результатів вимірювань перевищень на кожному інтервалі S, яку знаходять за формулою

$$m_h = \sqrt{\frac{(h_i - h_o)^2}{n}}, \qquad (V.3.12)$$

де n – кількість визначень на одному інтервалі; h_i – перевищення, визначене за допомогою кривої з коефіцієнтом K_h.

3. *Середня квадратична похибка m_V вимірювання вертикальних кутів одним прийомом не має перевищувати 45".*

Для цього на місцевості на віддалі 100 м один від другого закріплюють два пункти. Вимірюють між ними перевищення із середньою квадратичною похибкою $m_h \leq 5$ мм. Кіпрегель встановлюють над центром одного пункту і вимірюють над ним висоту осі обертання зорової труби кіпрегеля. Спрямовують трубу кіпрегеля на різні поділки рейки, що встановлена у другій точці лінії. За різницями між виміряними й обчисленими з перевищень вертикальними кутами знаходять середню квадратичну похибку вимірювання вертикальних кутів.

Середня квадратична похибка вимірювання віддалі, зведена до 100 м, має бути не більшою за $m_{s(100)} < 0{,}2$ *м*.

Середня квадратична похибка вимірювання перевищень, зведених до 100 м віддалі, для різних кривих не має перевищувати значень: $K_{h(10)} < 3$ *см*; $K_{h(20)} \leq 6$ *см*; $K_{h(100)} \leq 15$ *см*.

Кіпрегель досліджують на спеціальних полігонах, де є низка закріплених на місцевості точок з різними віддалями і перевищеннями. Віддалі на цих

полігонах визначають з відносними похибками, не більшими за $\frac{1}{2000}$, а перевищення – за 10 мм.

V.4. Похибки, які впливають на точність прокреслення ліній

Щоб встановити мензулу над центром пункту, центрують точку на планшеті над відповідною точкою місцевості, горизонтують поверхню планшета та орієнтують планшет за заданим напрямком.

Зцентрувати мензулу означає встановити мензулу так, щоб її поверхня була горизонтальною, а точка на планшеті і відповідна їй точка місцевості містилися на одній прямовисній лінії.

Нівелюванням (горизонтуванням) планшета називають встановлення мензули так, щоб верхня поверхня планшета була в горизонтальній площині.

Орієнтувати планшет – означає розмістити його так, щоб прокреслені на планшеті лінії розташовувалися у відповідних прямовисних площинах ліній місцевості.

Спочатку приблизно орієнтують мензулу за точками місцевості, приблизно горизонтують і приблизно центрують. Після цього виконують точне встановлення мензули, тобто її точно центрують, горизонтують і точно орієнтують планшет.

V.4.1. Вплив центрування планшета

Допустимо, що в результаті центрування точка A місцевості збігається з точкою a' на планшеті, але не з точкою a. Похибка в прокресленій лінії визначатиметься величиною кута ε.

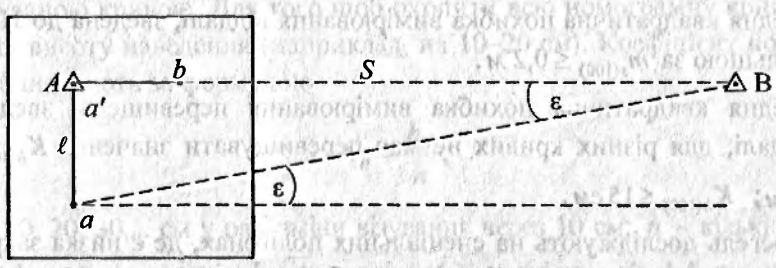


Рис. V.4.1. Визначення похибки за центрування планшета

Позначимо: ℓ – лінійний елемент похибки за центрування; S – віддаль між точками на місцевості.

З трикутника BAa запишемо

$$\frac{\ell}{S} = tg\,\varepsilon, \qquad (V.4.1)$$

Оскільки $tg\,\varepsilon$ – дуже мала величина, то можна записати

$$\frac{\ell}{S} = \frac{\varepsilon'}{\rho'}, \qquad (V.4.2)$$

у формулі $\rho' = 3438'$. Звідси

$$\ell = \frac{S \cdot \varepsilon'}{\rho'}. \qquad (V.4.3)$$

Значення похибки в формулі (V.4.3) зменшимо на $\sqrt{2}$, тому що центрування планшета впливає на два напрямки – початковий і прокреслений. Тобто

$$\ell = \frac{S \cdot \varepsilon'}{\rho'\sqrt{2}}. \qquad (V.4.4)$$

Знайдемо, яку похибку у центруванні можна допустити в масштабі 1:1000 для лінії S, довжина якої на планшеті дорівнює 5 см, щоб її вплив не перевищував похибки у побудові кута $\varepsilon < 10'$.

$$S = 5\,см \cdot 1000 = 50\,м.$$

$$\ell = \frac{5000 \cdot 10'}{3438'\sqrt{2}} \approx 10{,}3\,см.$$

Це приблизно відповідає вимогам чинної Інструкції [8], в якій вказано, що мензулу потрібно центрувати із точністю 5 см для масштабів 1:500-1:1000, 10 см – для 1:2000 і 25 см – для масштабу 1:5000.

V.4.2. Вплив нівелювання планшета

Нівелювання планшета виконують за допомогою циліндричного рівня, що розміщений на основній лінійці кіпрегеля, та трьох підіймальних гвинтів підставки мензули. Похибка нівелювання планшета впливає на точність прокреслених напрямків та вимірювання вертикальних кутів. Якщо кути нахилу лінії візування ν близькі до нуля, нахил планшета мало впливає на точність прокреслених напрямків. Однак, коли зростає нахил лінії візування, вплив нахилу площини планшета швидко збільшується.

Якщо площина планшета нахилена на кут i, вісь обертання труби кіпрегеля також нахилена на такий самий кут i. Похибку в прокресленні напрямку за неточне нівелювання планшета обчислюють за формулою

$$y = i \cdot tg\nu\,, \qquad (V.4.5)$$

е i – кут нахилу планшета; ν – кут нахилу труби; y – похибка в прокресленні інії.

Якщо, наприклад, $i = 30°$, а нахил лінії візування $\nu = 5°$, то підставивши і значення у формулу (V.4.5), отримаємо, що похибка в прокресленні лінії на ланшеті $y = 2{,}7'$.

Похибка нівелювання планшета суттєво впливає на якість вимірювання ертикальних кутів кіпрегелем. Тому, визначаючи перевищення до точок місевості тригонометричним нівелюванням, необхідно ретельно нівелювати ланшет.

Планшет можна вважати віднівельованим з достатньою точністю, якщо у удь-якому напрямку лінійки кіпрегеля бульбашка рівня на основній лінійці ідхиляється від середини не більше ніж на дві поділки шкали.

V.4.3. Вплив орієнтування планшета

Мензулу можна орієнтувати за напрямками на пункти знімальної основи а за допомогою орієнтир-бусолі.

Мензулу центрують над точкою місцевості A (*рис. V.4.2*), якій відповідає очка a на планшеті. Для орієнтування планшета лінійку кіпрегеля прикладають о лінії $ав$ на планшеті й повертають його так, щоб труба кіпрегеля була аведена на точку B місцевості. В результаті планшет буде зорієнтовано. Якість орієнтування слід контролювати. Якщо зрізаний край лінійки повертати авколо точки a і трубу навести на точку C, то зрізане ребро лінійки повинно роходити через точку c на планшеті.

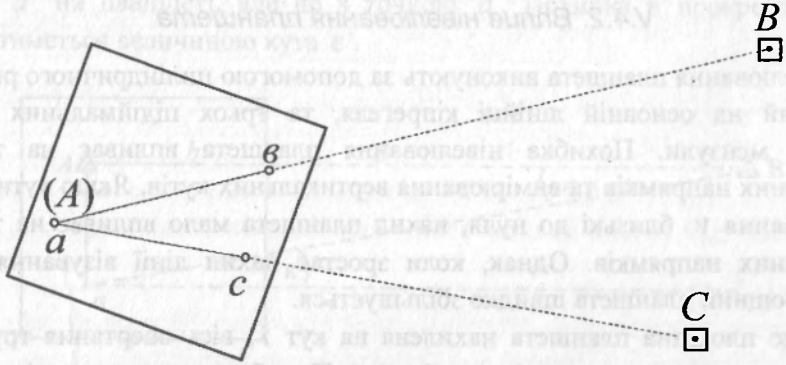


Рис. V.4.2. Визначення похибки за орієнтування планшета

Точність орієнтування планшета залежить від віддалі між точками *а*, *в* та *а*, *с* на ньому.

Визначимо, за якої найменшої віддалі між точками *а*, *в* та *а*, *с* на планшеті можна орієнтувати мензулу, щоб похибка у викресленні напрямку ε не перевищувала $1'$ ($\varepsilon < \pm 1'$).

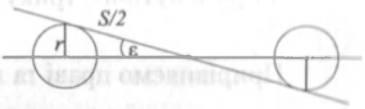


Рис V.4.3. До визначення похибки за орієнтування планшета

Точка на планшеті вимірюється величиною уколу голки, діаметр якої дорівнює 0,1 мм. Тоді з *рис. V.4.3*

$$\frac{2r}{S} = \frac{\varepsilon}{\rho}, \tag{V.4.6}$$

Звідси

$$S = \frac{\rho}{\varepsilon} \cdot 2r, \tag{V.4.7}$$

Якщо підставити в формулу (V.4.7) значення $\varepsilon = 1'$, $2r$ – 0,1 мм, то

$$S = \frac{3438' \cdot 0{,}1 мм}{1'} = 34{,}4\ см.$$

Орієнтувати планшет за допомогою бусолі можна в районах, де немає магнітних аномалій, залізниць, ліній електропередач. Цей спосіб менш точний. Похибка орієнтування за допомогою бусолі становить близько 10'.

V.4.4. Вплив колімаційної похибки

Мензулу встановлюють у точці *A* місцевості і наводять на точку *B* (*рис. V.4.4*). На плані отримують напрямок *Ab*. Отже, *AB* – це лінія візування на місцевості, а *Ab* – її проекція на плані.

Припустимо, що внаслідок колімаційної похибки *c* візирна вісь спрямована не у напрямку лінії *AB*, а по *AB'*. ε – це похибка у прокресленні напрямку на планшеті, спричинена колімаційною похибкою труби; ν – кут нахилу зорової труби.

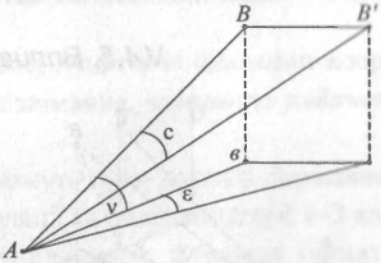


Рис. V.4.4. Вплив колімаційної похибки на точність прокреслених напрямків

З прямокутного трикутника *ABB'* запишемо

$$\frac{BB'}{AB} = tgc, \text{ або } \quad BB' = AB \cdot tgc. \tag{V.4.8}$$

З прямокутного трикутника на планшеті

$$bb' = Ab \cdot tg\varepsilon \qquad (V.4.9)$$

Прирівняємо праві та ліві сторони рівняння (V.4.8) та (V.4.9). Одержимо

$$AB \cdot tgc = Ab \cdot tg\varepsilon\,. \qquad (V.4.10)$$

Звідси

$$\frac{AB \cdot tgc}{Ab \cdot tg\varepsilon} = 1\,, \qquad (V.4.11)$$

Оскільки величини кутів c і ε дуже малі, можемо записати

$$\frac{Ab}{AB} = \frac{tgc}{tg\varepsilon} = \frac{c}{\varepsilon}\,. \qquad (V.4.12)$$

З трикутника ABb запишемо

$$\frac{Ab}{AB} = \cos v\,. \qquad (V.4.13)$$

Враховуючи (V.4.12), одержимо

$$\frac{c}{\varepsilon} = cos v\,, \qquad (V.4.14)$$

або

$$\varepsilon = \frac{c}{\cos v}\,. \qquad (V.4.15)$$

Отже, вплив колімаційної похибки на точність прокреслення лінії обернено пропорційний до косинуса кута нахилу зорової труби до горизонту.

Якщо кут нахилу v невеликий, тоді $\cos v$ близький до одиниці.

V.4.5. Вплив нахилу осі обертання труби

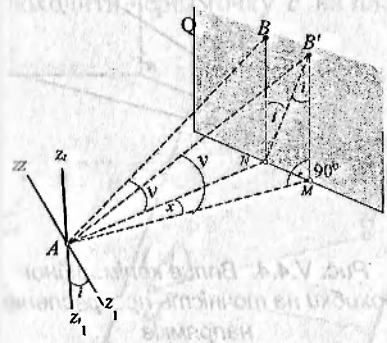


Рис. V.4.5. Вплив нахилу осі обертання труби на точність прокреслених напрямків

У точці A встановлюють кіпрегель (*рис. V.4.5)*. Візують на високо розташовану точку (наприклад, на стіні споруди). ZZ_1 – горизонтальне положення осі обертання труби.

Нехай горизонтальна вісь нахилена під деяким кутом i. Кут $NAM = x$, де x – похибка у прокресленні напрямку, спричинено нахилом осі обертання труби; v – кут нахилу лінії візування труби.

З трикутника $NB'M$ запишемо

$$NM = B'M \cdot tgi\,, \qquad (V.4.16)$$

а з трикутника ANM

$$NM = AM \cdot \sin x. \qquad (V.4.17)$$

Отже,

$$B'M \cdot tgi = AM \cdot \sin x. \qquad (V.4.18)$$

Або

$$\frac{AM \cdot \sin x}{B'M \cdot tgi} = 1. \qquad (V.4.19)$$

Оскільки кути x та i малі, то

$$\frac{B'M}{AM} = \frac{x}{i}. \qquad (V.4.20)$$

З трикутника $AB'M$ запишемо

$$tgv = \frac{B'M}{AM}. \qquad (V.4.21)$$

Тоді $\frac{x}{i} = tgv$, або

$$x = i \cdot tgv. \qquad (V.4.22)$$

Отже, похибка у прокресленні лінії внаслідок нахилу осі обертання труби прямо пропорційна до тангенсу кута нахилу візирної осі.

V.5. Створення робочої планово-висотної основи

Геодезичну мережу закріплених на місцевості пунктів із відомими координатами і висотами, які використовують під час знімання, називають ***робочою основою***.

Робочою основою мензульного знімання можуть бути пункти Державної геодезичної мережі (пункти GPS- мережі, тріангуляції та полігонометрії 1–3 кл., нівелювання I, II, III, IV кл.), пункти геодезичних мереж згущення (пункти GPS-мережі, полігонометрії та тріангуляції 4 кл., 1–2 розрядів, технічного нівелювання).

Згущення вищеперелічених мереж для створення знімальної основи виконують мензульними або теодолітними ходами у закритій місцевості або побудовою геометричної мережі – у відкритій.

Мережу трикутників, яку отримують графічними побудовами на мензулі, можна використовувати для знімання в масштабі 1: 5000 лише на невеликих ділянках.

Для того, щоб згустити знімальну основу, створюють перехідні точки прямими, оберненими та комбінованими засічками, а також вимірюваннями стрічкою вздовж лінії створу між пунктами геодезичної основи. Довжина візирного променя не повинна перевищувати подвоєної довжини лінії в мензульному ході.

Кількість точок планової знімальної основи має бути достатньою, щоб виконати знімання (орієнтування мензули).

Основні параметри знімальної основи згідно з Інструкцією [8] наведено в табл. V.5.1.

Інструкція допускає визначення не більше ніж двох висячих перехідних точок з точок знімальних ходів.

Перехідна знімальна точка – це тимчасово закріплена на місцевості точка, положення якої відносно точок знімальної основи визначають безпосередньо під час знімання.

Таблиця V.5.1

Масштаб	Максимальна довжина ходу, м	Максимальна довжина ліній, м	Максимальна кількість ліній у ході
1:5000	1000	250	5
1:2000	500	200	5
1:1000	250	100	3
1:500	200	100	2

Висяча перехідна знімальна точка – це точка, планово-висотне положення якої визначене прокладанням теодолітного і нівелірного, мензульного чи тахеометричного ходів, які спираються на пункти з відомими координатами тільки одним кінцем. Такі ходи безконтрольні.

V.5.1.Пряма засічка на мензулі

Пряма засічка на мензулі – це графічна геодезична засічка, яку виконують з двох пунктів з відомими координатами, щоб знайти положення на планшеті додаткової (третьої) точки (*рис. V.5.1*).

Якщо на пунктах *А* і *Б* місцевості з відомими координатами (на планшеті точки *а* і *б*, які відповідають пунктам *А* і *Б*) можна встановити мензулу і є пряма видимість на точку *С* місцевості, то її положення на планшеті визначають способом прямої засічки.

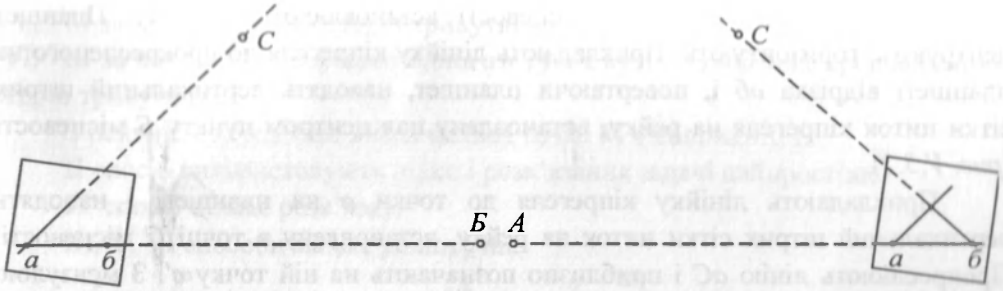


Рис. V.5.1. Пряма засічка

Мензулу встановлюють на пункті *А*, центрують, горизонтують і орієнтують лінію *аб* на пункт *Б*.

Прикладають лінійку кіпрегеля до точки *а* на планшеті, наводять вертикальний штрих сітки ниток на рейку, встановлену в точці *С* місцевості. Прокреслюють на планшеті лінію (*рис. V.5.1, а*).

Переходять до пункту *Б*. Над його центром мензулу центрують, горизонтують і орієнтують лінію *ба* на пункт *А* місцевості. Прикладають лінійку кіпрегеля до точки *б* на планшеті, наводять вертикальний штрих сітки ниток на рейку, встановлену в точці *С* місцевості. Прокреслюють на планшеті лінію (*рис. V.5.1, б*).

Прокреслені на планшеті лінії перетнуться в точці *с*. Це і буде проекція точки *С* місцевості на планшеті.

V.5.2. Комбінована засічка на мензулі

Якщо мензулу неможливо встановити на місцевості над одним із двох пунктів місцевості з відомими координатами (наприклад, у пункт *Б*), то положення на мензулі третьої точки *С* місцевості визначають комбінованою засічкою (*рис. V.5.2*).

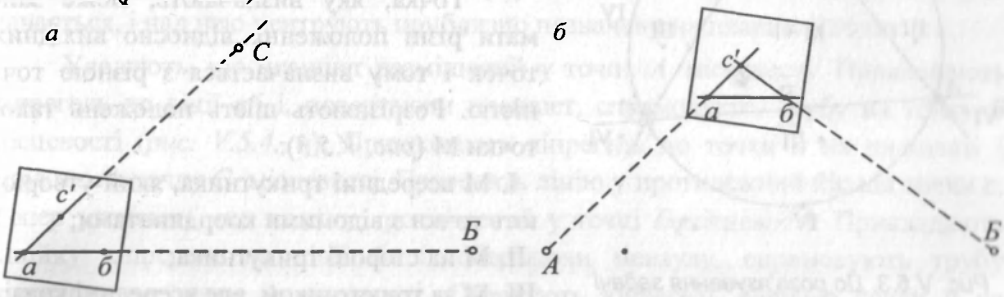


Рис. V.5.2. Комбінована засічка

Над центром пункту *А* місцевості встановлюють мензулу. Планшет центрують, горизонтують. Прикладають лінійку кіпрегеля до прокресленого на планшеті відрізка *аб* і, повертаючи планшет, наводять вертикальний штрих сітки ниток кіпрегеля на рейку, встановлену над центром пункту *Б* місцевості (*рис. V.5.2*).

Прикладають лінійку кіпрегеля до точки *а* на планшеті і наводять вертикальний штрих сітки ниток на рейку, встановлену в точці *С* місцевості. Прокреслюють лінію *аС* і приблизно позначають на ній точку *с'*. З мензулою переходять до точки *С* місцевості. Центрують відкладену на планшеті точку *с'* над точкою *С*. Планшет горизонтують і орієнтують за напрямком лінії *с'А*. Прикладають лінійку кіпрегеля до точки *б* на планшеті і, повертаючи його, наводять центр сітки ниток на точку *Б* місцевості. Прокреслюють лінію через точку *б*. Коли ця лінія перетне лінію *ас'* у приблизно позначеній точці *с'*, то отримаємо точку *С* місцевості на планшеті. Якщо ні, то центрують нову одержану на планшеті точку над точкою *С* місцевості, через точку *б* на планшеті ще раз наводять центр сітки ниток на точку *Б* місцевості і знову прокреслюють лінію. Так роблять доти, доки проведений через точку *Б* напрям не пройде через попередньо позначену на планшеті точку *с*.

Усі описані вище засічки безконтрольні, а тому їх виконують не з двох, а з трьох точок.

V.5.3. Обернена засічка на мензулі

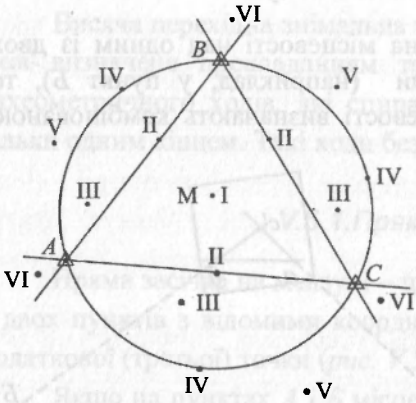


Рис. V.5.3. До розв'язування задачі Потенота

Визначення положення точки за трьома відомими, коли прилад встановлений у точці, яку визначають, називається розв'язуванням оберненої засічки або задачею Потенота.

Точка, яку визначають, може займати різні положення відносно вихідних точок і тому визначається з різною точністю. Розрізняють шість положень такої точки М (*рис. V.5.3*):

I. М всередині трикутника, який утворюють точки з відомими координатами;

II. М на стороні трикутника;

III. М за трикутником, але всередині кола;

IV. М на колі;

V. М за колом напроти сторін трикутника;

VI. М за колом, але всередині одного з трьох кутів, утворених продовженням сторін трикутника.

З найвищою точністю визначається точка М в положенні І.

ІІ спосіб використовують рідко і розв'язання задачі найпростіше.

IV спосіб не має розв'язку.

III, V, VI способи майже рівноточні.

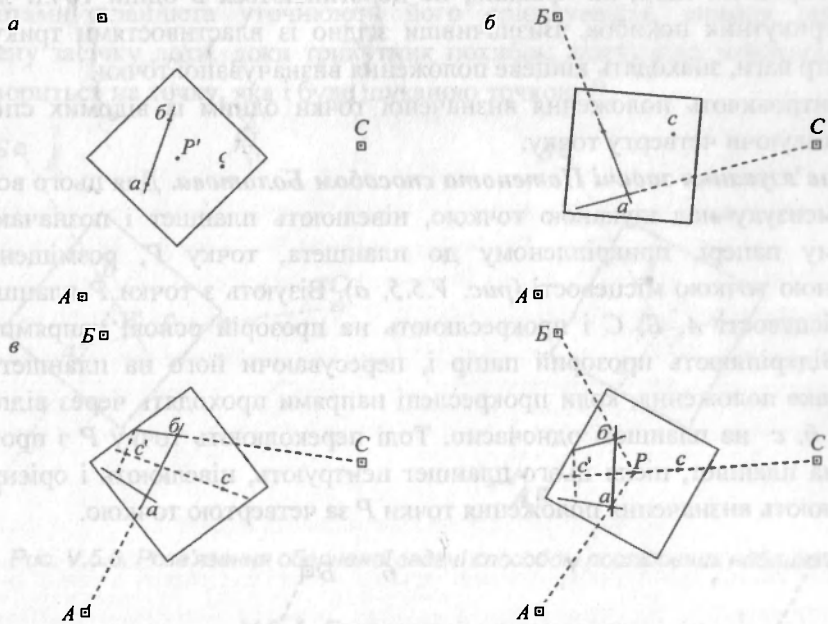


Рис. V.5.4. Розв'язання оберненої задачі методом поворотів планшета

Метод поворотів планшета. Щоб знайти положення четвертої точки за трьома заданими, встановлюють мензулу над точкою *P* місцевості, яка визначається, і над нею центрують приблизно позначену на планшеті точку *p*.

Уявляють, що планшет розміщений у точці *A* місцевості. Прикладають кіпрегель до лінії *аб* і, повертаючи планшет, спрямовують трубу на точку *Б* місцевості (*рис. V.5.4, а*). Прикладають кіпрегель до точки *а* на планшеті і візують на точку *C* місцевості. Проводять лінію у протилежний бік від точки *а*. Тепер уявляють, що планшет розміщений у точці *Б* місцевості. Прикладають лінійку кіпрегеля до лінії *ба* і, обертаючи мензулу, спрямовують трубу кіпрегеля на точку *A* місцевості. Обертають кіпрегель навколо точки *б* на планшеті і візують на точку *C* місцевості. Проводять через точку *б* лінію у протилежний бік від *с* (*рис V.5.4, б*). Якщо проведені із точок *а* і *б* лінії не

перетинаються на планшеті, то їх переносять на однакові віддалі до середини лінії *аб* (*рис. V.5.4, в)* і на їх перетині отримують точку *с'*. Потім прикладають лінійку кіпрегеля до лінії *с'с* і, повертаючи мензулу, спрямовують трубу кіпрегеля на точку *С* місцевості. Прикладають лінійку до точок *а* і *б* та, візуючи на відповідні точки *А* і *Б* місцевості, прокреслюють лінії. На їх перетині одержують шукану точку *Р*.

Прокреслені лінії, як правило, не перетинаються в одній точці й утворюють трикутник похибок. Визначивши згідно із властивостями трикутника його центр ваги, знаходять кінцеве положення визначуваної точки.

Контролюють положення визначеної точки одним із відомих способів, використовуючи четверту точку.

Розв'язування задачі Потенота способом Болотова. Для цього встановлюють мензулу над шуканою точкою, нівелюють планшет і позначають на прозорому папері, прикріпленому до планшета, точку *Р*, розміщену над відповідною точкою місцевості (*рис. V.5.5, а*). Візують з точки *Р* планшета на точки місцевості *А*, *Б*, *С* і прокреслюють на прозорій основі напрями на ці точки. Відкріпляють прозорий папір і, пересуваючи його на планшеті, знаходять таке положення, коли прокреслені напрями проходять через відповідні точки *а, б, с* на планшеті одночасно. Тоді переколюють точку *Р* з прозорого паперу на планшет, після цього планшет центрують, нівелюють і орієнтують. Контролюють визначення положення точки *Р* за четвертою точкою.

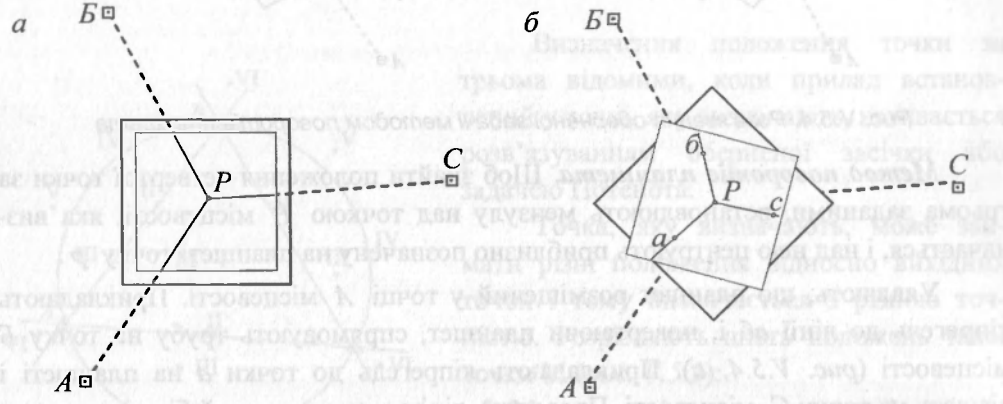


Рис. V.5.5. Розв'язання оберненої задачі способом Болотова

Розв'язування задачі Потенота способом послідовних наближень. Відомо, що планшет можна зорієнтувати за допомогою бусолі. Це використовують, розв'язуючи задачі способом послідовних наближень.

Встановлюють мензулу в шуканій точці (*рис. V.5.6*), нівелюють планшет і орієнтують його за допомогою бусолі. Після цього виконують обернені засічки з трьох пунктів місцевості *А*, *Б*, *С*, які нанесено на планшеті. Якщо планшет зорієнтований безпомилково, то три прокреслені напрямки перетнуться в шуканій точці *Р*. Якщо під час орієнтування планшета допущена помилка, то прокреслені напрямки утворять трикутник похибок x, y, z. Далі невеликими поворотами планшета уточнюють його орієнтування, щоразу виконуючи обернену засічку доти, доки трикутник похибок, поступово зменшуючись, не перетвориться на точку, яка і буде шуканою точкою *Р*.

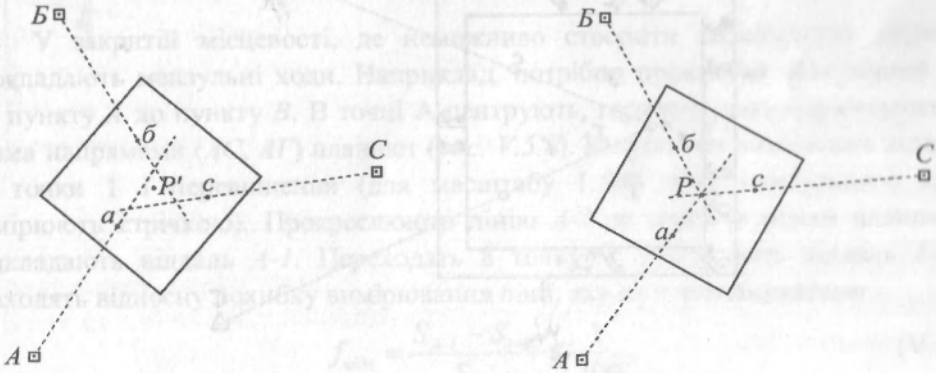


Рис. V.5.6. Розв'язання оберненої задачі способом послідовних наближень

V.5.4. Геометрична мережа

Геометрична мережа – система трикутників, положення вершин кутів яких отримують на планшеті графічно.

Визначення пунктів геометричної мережі починають із спостережень на пунктах опорної геодезичної мережі. Наприклад, відомі координати і висоти точок *А*, *В* і *С* місцевості. Наносять їх на планшет за координатами (*а*, *в*, *с*). Центрують точку *а* планшета над точкою *А* місцевості й орієнтують за напрямком лінії *ас*. Контролюють орієнтування за напрямком *ав* (*рис. V.5.7*), послідовно візуючи на всі точки (1, 2, 3, 4) геометричної мережі на місцевості, які видно з точки *А*, і прокреслюють на них напрями за рамкою планшета *а*-1, *а*-2, *а*-3, *а*-4.

Якщо можливо, то визначають перевищення на ці точки безпосередньо за допомогою номограм. Якщо ні, то вимірюють вертикальні кути на ці точки і безпосередньо з планшета вимірюють віддалі до них з точок *А*, *В*, *С* і обчислюють перевищення.

Переходять в точку *B* (*рис. V.5.7*), центрують *в* над *B* й орієнтують на у *A*. Контролюють орієнтування на точку *C*. Знову візують на всі точки етричної мережі. Прокреслюють за рамкою планшета лінії *в*-1, *в*-2, *в*-3, *в*-4, ачають перевищення на ці точки. Перетин відповідних ліній на планшеті і є ,ем точок місцевості на планшеті. Далі переходять в точку *C* і всі дії горюють. Третій напрям має точно перетинатись з першими двома. бливу увагу під час роботи треба звертати на орієнтування планшета, яке евіряють до початку і після закінчення роботи на кожній станції.

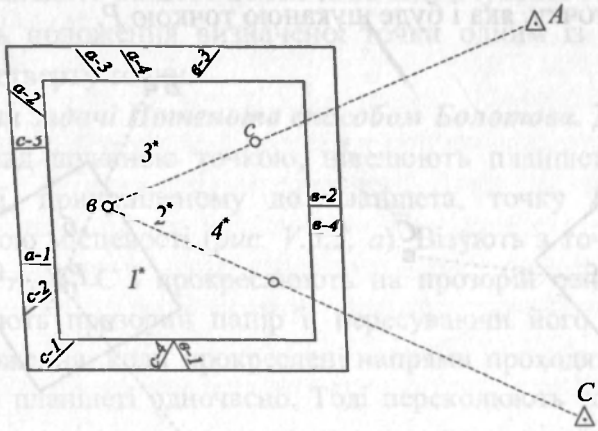


Рис. V.5.7. Створення геометричної мережі

Якщо на всі точки геометричної мережі немає видимості з точок опорної еодезичної мережі, то стають на ці шукані точки з мензулою і виконують бернену засічку, використовуючи будь-яку точку, визначену з трьох точок еодезичної мережі. В зімкнених фігурах (трикутниках чи чотирикутниках) бчислюють висотні нев'язки. Для цього висоти цих точок знаходять як середнє агове, а допустимі розходження у перевищеннях знаходять за формулою

$$f_h = \frac{0{,}20\,P}{\sqrt{n}} \text{ м}, \qquad (V.5.1)$$

е *P* – виміряний на планшеті периметр утвореної фігури, *км*; *n* – кількість орін в ході.

Допустиме розходження між прямим і зворотним перевищенням виз- ачають за цією самою формулою. Допустиму нев'язку в ходах між пунктами одезичної мережі обчислюють за (V.5.1) або за формулою

$$f_h = 0{,}2\sqrt{L} \text{ м}, \qquad (V.5.2)$$

L – довжина ходу, *км*.

Різниця у перевищеннях за однакових умов вимірювань буде $\Delta = h_{пр} - h_{зв}$ і $m_{hпр} = m_{hзв} = m_h$. Тоді $\Delta = m_h\sqrt{2}$, а $m_h = \frac{f_h}{2}$. Звідси

$$\Delta = \frac{0{,}0004 \cdot P}{\sqrt{n} \cdot 2} \cdot \sqrt{2} = \frac{0{,}0004 \cdot P}{\sqrt{n} \cdot \sqrt{2}}. \qquad (V.5.3)$$

Якщо довжина лінії 300 м і периметр P = 600 м $\Delta = \frac{0.0004 \cdot 600}{\sqrt{2} \cdot \sqrt{2}} = 12\ см$

V.5.5. Мензульні ходи

У закритій місцевості, де неможливо створити геометричну мережу, прокладають мензульні ходи. Наприклад, потрібно прокласти мензульний хід від пункту *А* до пункту *В*. В точці А центрують, горизонтують і орієнтують за двома напрямами (*АС*, *АГ*) планшет (*рис. V.5.8*). Кіпрегелем вимірюють віддаль до точки 1 і перевищення (для масштабу 1:500 лінії мензульного ходу вимірюють стрічкою). Прокреслюють лінію *А-1* за межами рамки планшета. Відкладають віддаль *А-1*. Переходять в точку *1*. Вимірюють віддаль *1-А* і знаходять відносну похибку вимірювання лінії, яка не перевищуватиме

$$f_{відн} = \frac{S_{A-1} - S_{1-A}}{S_{сер}} \le \frac{1}{200}, \qquad (V.5.4)$$

а розходження між прямим і зворотним перевищеннями < 4 см на 100 м.

Наприклад, для довжини лінії 200 м

$$f_h = h_{пр} - h_{зв} = \frac{0{,}0004 \cdot 200}{\sqrt{2}} = 6{,}6\ см.$$

Якщо допуски витримано, то знаходять середнє значення із вимірів лінії у прямому і зворотному напрямах і остаточно наколюють точку на планшеті. Тоді вимірюють на точку 2 та інші. З передостанньої точки 3 через похибки у вимірюваннях під час відкладання отримають не шукану точку *В*, а помилкову *В'*. В точці *В* вимірюють віддаль *В-3* і перевищення h_{B-3}. Віддаль $S_{B-B'}$ на плані не повинна перевищувати 0,8 мм. Якщо ця умова виконується, то роз-

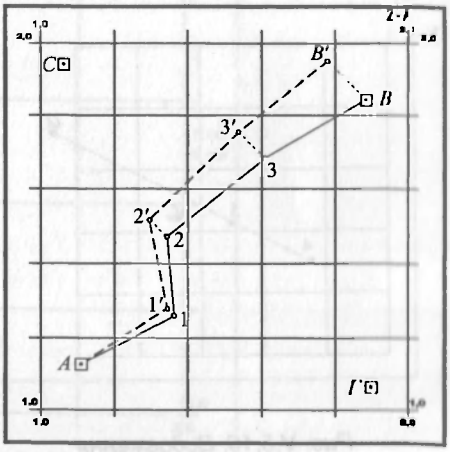


Рис. V.5.8. Прокладання мензульного ходу

поділяють лінійну нев'язку ($S_{B\text{-}B}$). Відносна похибка вимірювання ліній не повинна перевищувати $\frac{1}{300}$. Висотну нев'язку розподіляють пропорційно до довжин ліній.

Лінійну нев'язку розподіляють способом паралельних ліній (*рис. V.5.9*). Для цього відкладають на лінії *AB* у будь-якому масштабі всі лінії ходу. В точці *B* перпендикулярно до *AB* відкладають нев'язку *BB′* (її фактичне значення). З'єднують точки *A* і *B′*. Будують перпендикуляри в точках 1, 2, 3 – 1-1′, 2-2′, 3-3′.

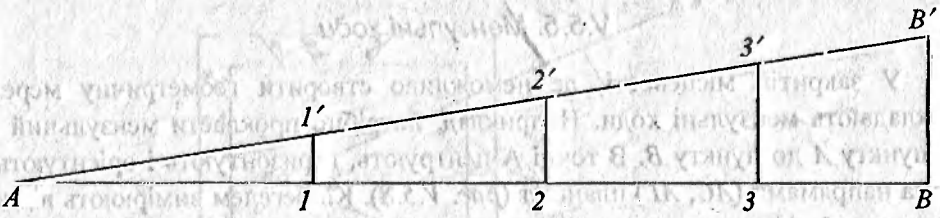


Рис. V.5.9. Розподіл лінійної нев'язки мензульного ходу.

Це і є значення нев'язок у цих точках. Їх відкладають паралельно до нев'язки *BB′* у точках планшета 3, 2 і 1 у той самий бік, що і нев'язку в точці *B′*, щоб отримати точку *B*.

V.5.6. Обчислення координат точок з метою видовження коротких ліній

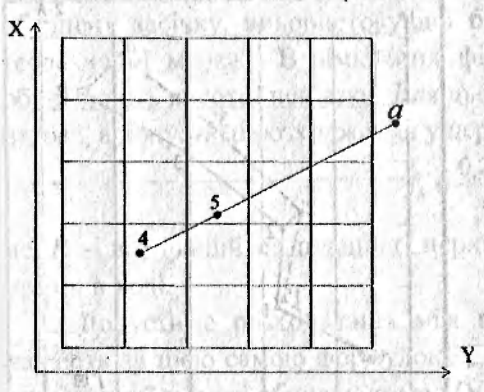


Рис. V.5.10. Видовження коротких ліній

Точність орієнтування планшета залежить від довжини лінії на планшеті, за допомогою якої його орієнтують. Розглянемо, як орієнтують планшет за короткою лінією, наприклад, 4-5 (*рис. V.5.10*).

Дирекційний кут α_{4-5} або відомий, або його обчислюють за координатами точок 4 і 5. Приблизно вибирають лінію d_{5-a} такої довжини, щоб фіктивна точка *a* опинилась за рамкою планшета. Її координати знаходять за формулами

$$\left.\begin{aligned} X_a &= X_5 + d_{5-a}\cos\alpha_{4-a} \\ Y_a &= Y_5 + d_{5-a}\sin\alpha_{4-5} \end{aligned}\right\} \qquad (V.5.5)$$

Наносять точку a на планшет. Для орієнтування планшета кіпрегель прикладають до штучно видовженої лінії 4-a.

V.6. Послідовність мензульного знімання

V.6.1. Підготовка планшета до роботи

Перед початком польових робіт за допомогою координатографа або лінійки Дробишева на планшеті розмічують координатну сітку розмірами 10x10 см (*рис. V.6.1*). Сітку оцифровують відповідно до масштабу знімання, наносять за координатами всі пункти геодезичної основи, які потрапляють на планшет, підписують назви і висоти точок. Розходження сторін розмічених квадратів з теоретичними розмірами не повинно перевищувати 0,2 мм, а сторін рамки – 0,3 мм. Розходження у діагоналях $\leq$ 0,5 мм. Віддаль від рамки до краю планшета має становити 5 см для знімання в масштабах 1:500, 1:1000 і 1:2000 і 10 см для – 1:5000.

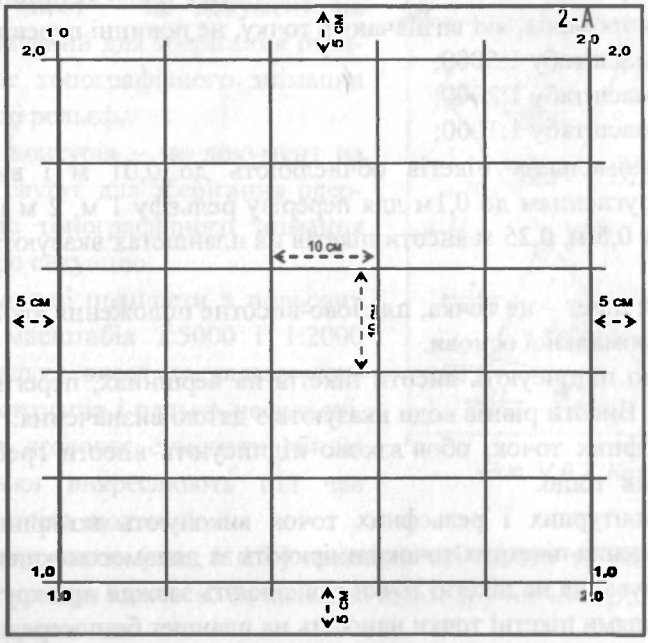


Рис. V.6.1. Підготовка планшета до роботи

Щоб полегшити орієнтування на полях планшета, прокреслюють додаткові лінії, коли мензулу необхідно орієнтувати за лінією, коротшою за 5 см, або коли точки, за якими орієнтують, розміщені на двох планшетах.

На підготований планшет прикріплюють аркуш цупкого або прозорого паперу (сорочку), щоб захистити його від забруднення.

V.6.2. Знімання контурів та рельєфу

Перед початком знімання виконують рекогностування місцевості, під час якого знаходять пункти основи та визначають послідовність робіт. Після цього встановлюють мензулу над точкою знімальної основи, орієнтують, центрують і горизонтують її. Нуль рейки встановлюють на висоті приладу.

Орієнтування мензули виконують не менше як за двома напрямами або за допомогою бусолі. Для контролю під час роботи і в кінці її на станції обов'язково перевіряють орієнтування. Розходження між повторними напрямами орієнтування на межі ділянки не повинно перевищувати 0,4 мм на плані. *М0* вертикального круга визначають не менше ніж двічі на день.

Нагадаємо, що Інструкцією щодо мензульного знімання передбачено, що:

- методи засічок застосовують для знімання окремих точок ситуації;
- кожну таку точку визначають не менше ніж з трьох станцій;
- довжини променів, які визначають точку, не повинні перевищувати

200 м для масштабу 1:5000;

150 м для масштабу 1:2000;

100 м для масштабу 1:1000;

- висоти знімальних пікетів обчислюють до 0,01 м і виписують на планшет із заокругленням до 0,1м для перерізу рельєфу 1 м, 2 м і більше. Для перерізу рельєфу 0,5 м, 0,25 м висоти пікетів на планшетах вказують із точністю до 0,01 м.

Знімальний пікет – це точка, планово-висотне положення якої визначають відносно точки знімальної основи.

Обов'язково підписують висоти пікетів на вершинах, перегинах схилів і сідловин, дні ям. Висоти рівнів води вказують з датою визначення.

Крім рельєфних точок, обов'язково підписують висоти гребель, мостів, роздоріжжя, люків тощо.

Знімання контурних і рельєфних точок виконують полярним способом. Віддаль і перевищення пікетних точок вимірюють за допомогою кривих номограм кіпрегеля КН. Візування на пікетні точки здійснюють завжди при крузі ліворуч. За виміряними віддалями пікетні точки наносять на планшет безпосередньо в полі, не прокреслюючи напрями від станції до точок. Висоти точок обчислюють $H_П = H_{ст} \pm h$ безпосередньо під час знімання і підписують біля точок.

Під час знімання в рівнинній місцевості перевищення можна визначати точніше горизонтальним променем візування, встановивши зорову трубу кіпрегеля КН горизонтально за допомогою рівня на трубі.

Для знімання контурних точок реєчник ставить рейку на всіх поворотах контуру, якщо вони відхиляються від прямої більше ніж на подвійну точність масштабу карти. Контури викреслюють олівцем безпосередньо в польових умовах. Замість викреслювання заповнювальних умовних знаків значні за площею контури дозволяється підписувати (лука, сад тощо).

Для знімання рельєфу реєчник ставить рейку на всі перегини місцевості (вершини, улоговини, лощини, сідловини).

Горизонталі викреслюють обов'язково в полі на кожній станції інтерполюванням "на око" між висотами точок. Горизонталі не повинні перетинати рік і доріг, які зображують двома лініями, будівель, споруд, скель, обривів. Якщо під час інтерполювання горизонталей виявиться, що пікетних точок недостатньо для їх викреслювання, то визначають додаткові знімальні пікетні точки. Під час мензульного знімання ведуть журнал. Зарис не викреслюють.

V.6.3. Кальки висот і контурів

Калька висот – це документ на кальці, призначений для зберігання отриманої під час топографічного знімання інформації про рельєф.

Калька контурів – це документ на кальці, який слугує для зберігання одержаної під час топографічного знімання інформації про ситуацію.

На знімальні планшети в польових умовах для масштабів 1:5000 і 1:2000 складають кальку висот та кальку контурів. Якщо ситуація і рельєф нескладні, то Інструкція дозволяє суміщати обидві кальки. Кальки викреслюють під час знімання планшета щоденно.

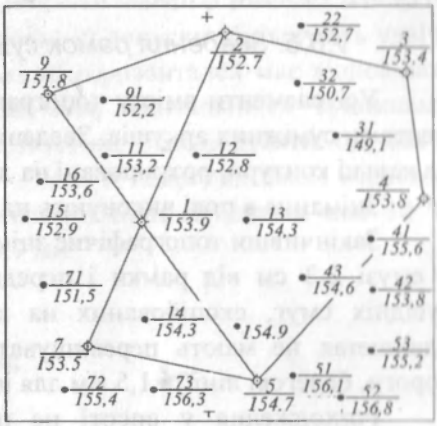


Рис. V.6.2. Калька висот

На кальку висот (*рис. V.6.2.*) наносять всі пікети та опорні точки, підписуючи їхні номери і висоти. За калькою висот зручно контролювати потрібну густоту пікетних точок.

На кальку контурів копіюють всі елементи контурів, рельєфу, що не показано горизонталями, підписують назви рік, населених пунктів, вказують харак-

теристики лісів, мостів, доріг тощо. Замість зображень угідь умовними знаками допускається підписувати їхні назви.

V.6.4. Графічне оформлення топографічної карти

Після польової перевірки і перевірки якості та чіткості викреслювання горизонталей олівцем польовий оригінал виконують тушшю.

Польовий оригінал – це викреслений олівцем графічний матеріал топографічного знімання.

Викреслювання карти, рамки та зарамкового оформлення виконують згідно з таблицями «Умовні знаки для топографічних планів масштабів 1:5000, 1:2000, 1:1000 і 1:500» [27].

Додатково до горизонталей вказують висоти панівних вершин, вершин курганів, роздоріж, поверхні землі біля окремих дерев, лісових просік, джерел, на берегах боліт, біля перетинів річок дорогами тощо.

Урізи води в ріках та водних басейнах записують не рідше ніж через 20 см на карті.

Загалом підписаних на карті висот для масштабів 1:5000 – 1:2000 має бути не менше ніж 10 на 1 дм^2 карти. На картах масштабів 1:1000. 1:500 підписують всі висоти.

V.6.5. Зведення рамок суміжних топографічних планшетів

Усі елементи змісту топографічних планів зводять із відповідними елементами суміжних аркушів. Зведення рамок виконують, суміщуючи скопійовані на кальці контури, розташовані на двох сусідніх планшетах.

Знімання в полі виконують на 2–3 мм поза рамкою.

Закінчивши топографічне знімання, копіюють на кальку контури й рельєф у смузі 2-3 см від рамки і передають керівнику робіт. Під час накладання сусідніх смуг, скопійованих на кальку, розходження контурів на сусідніх планшетах не мають перевищувати 1 мм для основних контурів (кордони, дороги, берегові лінії) і 1,5 мм для інших контурів.

Розходження у висоті не повинно перевищувати подвійне значення допустимих середніх похибок знімання рельєфу відносно найближчих точок геодезичної основи. Для карт 1:1000 і 1:500 на забудованих територіях допуски зменшують в 1,5 раза.

Розходження в положенні контурів і горизонталей усувають, пересуваючи на половину величини зміщення кожного контуру. Для споруд – переміщенням, але з урахуванням їхнього орієнтування та обмірних розмірів.

У разі недопустимих розходжень здійснюють польову перевірку знімання.

V.6.6. Формуляр трапеції

Закінчивши роботи на планшетах, за рамками карти вказують необхід дані: метод та рік знімання; назву організації, що його виконувала; перері рельєфу; систему координат; систему висот; гриф.

На планшетах, що мають тверду основу, на зворотному боці оригінал наклеюють формуляр. У ньому вказують:

1. Організацію, що виконувала знімання; координати вершин рамки і і розміри; схему геодезичної основи трапеції; координати та висоти пункт геодезичної основи; метод знімання; систему координат та висот.

2. Аерофотознімання – прилади та характеристика аерознімання.

3. Методи прив'язки знімків – вид знімання; з якими планшетами зведено.

4. Камеральні роботи.

V.6.7. Контроль і приймання робіт

Кожний планшет приймають від виконавця у полі. Результати фіксують акті приймання. Визначені під час контролю пікети наносять червоною туш на кальку. Середні похибки висот контрольних пікетів із визначеними на кар відносно пунктів геодезичної основи не повинні перевищувати 1/4 висот перерізу рельєфу для кутів нахилу до 2° і 1/3 висоти перерізу рельєфу для кут нахилу від 2° до 6°. На ділянках, покритих лісом, ці допуски збільшують удвічі На ділянках з кутами нахилу понад 6° кількість горизонталей має відповідат різниці висот. Середні похибки у віддалях між капітальними будинками виміряними на місцевості й на карті, не повинні перевищувати 0,4 мм масштабі карти, а між іншими контурами – 1 мм. У покритих лісом місцево тях – 1,5 мм. Граничні розходження не повинні бути більшими ніж 10 % Відносно знімальної основи – 0,5 мм, ліс – 0,7 мм.

Здають такі матеріали:

- польовий оригінал;
- журнали знімання і створення основи;
- відомості планової і висотної основ;
- кальки висот і контурів;
- викопіювання рамок;
- акти приймання робіт і контролю.

Закінчивши роботи, складають технічний звіт.

VI. БАРОМЕТРИЧНЕ НІВЕЛЮВАННЯ

VI.1. Суть та призначення барометричного нівелювання

Історія виникнення барометричного нівелювання тісно пов'язана з багатьма відкриттями в царині фізики, основним з яких є тиск повітря. Експеримент, який виконав Пер'є в 1648 р. за дорученням Паскаля на горі Пюї-де-Дом, показав, що на вершині гори рівень ртуті в трубці нижчий, ніж біля її підніжжя. Це заклало основи одного з фізичних способів нівелювання – барометричного.

Барометричне нівелювання ґрунтується на залежності зміни атмосферного тиску від висоти. Відомо, що атмосферний тиск знижується із збільшенням висоти майже за лінійним законом, тобто зі зміною висоти приблизно на 11 метрів тиск зменшується на 1 міліметр ртутного стовпчика. Отже, барометричним нівелюванням називають визначення висот точок земної поверхні за виміряним в цих точках атмосферним тиском.

Лінійною залежність тиску від висоти була б за ідеального стану атмосфери, тобто коли повітря в стані спокою відносно земної поверхні і його склад не змінюється з висотою. Практично такий статичний стан рівноваги повітря спостерігається дуже рідко. Тому барометричне нівелювання дає змогу визначити висоти точок земної поверхні лише наближено.

Зазвичай барометричне нівелювання застосовують для створення висотної мережі для геодезичних, геологічних, геофізичних вишукувань, якщо не потрібна висока точність визначення висот або у важкодоступних районах (в горах, на морі, окремих островах тощо), де неможливо використати інші, точніші методи нівелювання. Головна перевага барометричного нівелювання над іншими методами нівелювання полягає в тому, що не вимагається взаємної видимості точок.

Теоретичні та експериментальні дослідження показали, що застосовувати метод барометричного нівелювання реально там, де потрібно визначити превищення з похибкою 0,3–0,5 м.

VI.1.1. Одиниці вимірювання тиску

Величину атмосферного тиску виражають у міліметрах ртутного стовпчика (мм рт. ст.).

У міжнародній системі одиниць СІ одиницею тиску є **паскаль** (Па) – тиск, викликаний силою 1 Н (ньютон), рівномірно розподілений на поверхні площею 1 $м^2$, тобто 1 $Н/м^2$ = 1 Па.

Оскільки 1 Па – мала величина, для вимірювання атмосферного тиску застосовують гектопаскалі (гПа) і кілопаскалі (кПа): 1 гПа = 100 Па, 1 кПАа = 1000 Па.

Співвідношення одиниць тиску у міліметрах ртутного стовпчика і паскалях таке:

$$1 мм\ рт.ст. = 133{,}322\ Па = 1{,}33322\ гПа; \qquad (VI.1.1)$$

$$1\ Па = 7{,}5006 \cdot 10^{-3}\ мм\ рт.\ ст.; \quad 1\ Па = 0{,}75006\ мм\ рт.\ ст. \qquad (VI.1.2)$$

До введення СІ для вимірювання величини атмосферного тиску використовували **бар** та одну тисячну його частку – мілібар (мб): $1\ мб = 1\ гПа$.

VI.2. Прилади для барометричного нівелювання

Фізичний прилад, за допомогою якого визначають тиск, називається ***барометром.*** За принципом роботи барометри поділяють на:

- рідинні (ртутні);
- безрідинні (барометри з механічним принципом дії).

VI.2.1. Рідинні барометри

Принцип роботи рідинних барометрів оснований на законах гідростатики: атмосферний тиск вимірюється висотою стовпчика рідини, що зрівноважує його. За будовою ртутні барометри ділять на три види (*рис. VI.2.1*):

1. Чашкові.
2. Сифонні.
3. Сифонно-чашкові.

Рідинні барометри використовують на опорних станціях для спостереження за зміною атмосферного тиску, для визначення поправок барометрів. Вони дають змогу виміряти атмосферний тиск з точністю від +0,06 до +0,13 мб.

Всі ртутні барометри, крім шкали, обладнані термометрами для вимірювання температури приладу. Для визначення атмосферного тиску P у відлік барометра P_0 потрібно ввести поправки

$$P = P_0 + \delta P_t + \delta P_g + \delta P_i, \qquad (VI.2.1)$$

де δP_t – поправка за температуру, яка залежить від температури приладу t і обчислюється за формулою

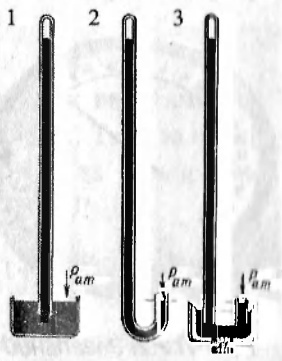


Рис. VI.2.1. Ртутні барометри

$$\delta P_t = -0{,}000163 \cdot P_0 \cdot t\,; \qquad \text{(VI.2.2)}$$

δP_g – поправка за силу ваги, яка залежить від широти точки спостереження φ і її висоти H над рівнем моря і має дві складові:

- поправку за приведення відліку барометра до нормальної сили ваги на широті 45°

$$\delta P\varphi = -0{,}00265 \cdot P_0 \cdot \cos 2\varphi\,; \qquad \text{(VI.2.3)}$$

- поправку за приведення відліку барометра до нормальної сили ваги на рівні моря

$$\delta P_H = -0{,}196 \cdot 10^{-6} \cdot P_0 \cdot H\,; \qquad \text{(VI.2.4)}$$

δP_i – інструментальна поправка, яку визначають, порівнюючи відліки досліджуваного барометра з еталонним .

VI.2.2. Безрідинні барометри

Для вимірювання атмосферного тиску нмні застосовують пружинні барометри, які основані на фізичних властивостях різноманітних пружин. Ці барометри називаються безрідинними (анероїдами). Загальний вигляд барометра-анероїда зображено на *рис. VI.2.2*. До групи безрідинних барометрів належать також баронівеліри та мікробаронівеліри.

Головною частиною барометра-анероїда є тонкостінна гофрована герметично запаяна коробка **A** (*рис. VI.2.3*), закріплена на підставці **B**. З коробки икачане повітря. До коробки припаяний стержень **C**. Пружина **E** кріпиться до основи **MM′**, а вільним кінцем в точці **D** – до стержня **FG**, який зв'язаний шарніром з вертикальним стержнем **GK**, котрий, своєю чергою, сполучено шарніром з горизонтальним стержнем **KL**. Стержень **KL** в точці **L** кріпиться до горизонтальної осі, яка обертається в підшипниках підставки **N**. До цієї осі кріпиться довгий важіль **L′O**, з'єднаний під прямим кутом з важелем **OP**. Останній закінчується тонким ланцюжком, намотаним на стержень **R**. До нього кріпиться довга стрілка **S**, кінець якої переміщається вздовж кругової шкали. В загальному механізм барометра побудований на такому принципі: невелика зміна в положенні точки **D**, внаслідок зміни атмосферного тиску веде до істотної, в десятки разів більшої, зміни положення стрілки **S** на шкалі барометра.

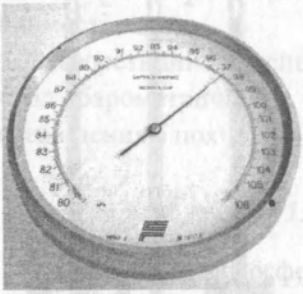


Рис. VI.2.2. Загальний вигляд барометра-анероїда

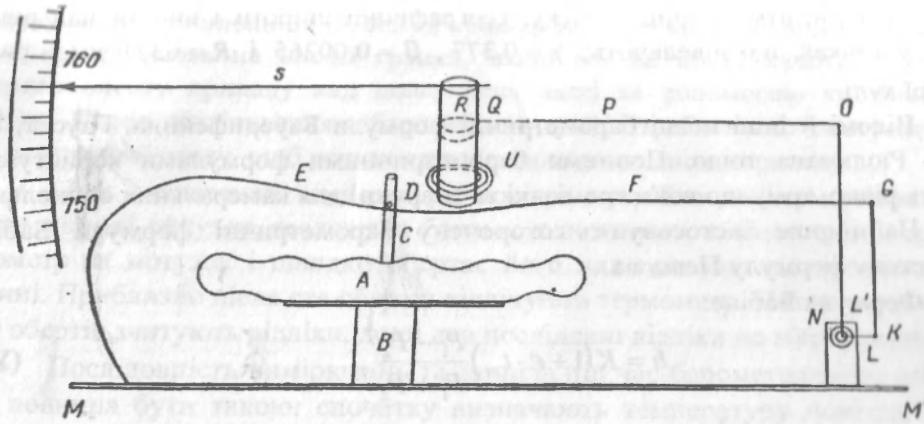


Рис. VI.2.3. Принципова схема барометра-анероїда

Внаслідок певних інструментальних причин у відлік барометра-анероїда (*рис. VI.2.3*) А потрібно ввести поправки за приведення його до величини атмосферного тиску Р

$$P = A + a + b \cdot t + c \cdot (760 - A), \qquad \text{(VI.2.5)}$$

де a – поправка за положення шкали; t – температура анероїда; b – температурний коефіцієнт; c – поправка за ділення шкали.

Як допоміжні прилади під час барометричного нівелювання застосовують термометр-пращ, психрометричний термометр для вимірювання як температури повітря, так і його вологості.

VI.3. Виконання барометричного нівелювання

VI.3.1. Барометричні формули

Барометричне нівелювання основане на залежності між висотами точо сцевості над рівнем моря та величиною тиску в цих точках. Така залежніст ражається барометричною формулою. Найбільш строгою та поширеною зна барометрична формула, яку запропонував у 1799 р. П.С.Лаплас:

$$H_2 - H_1 = h = K_o(1+\alpha t_m)(1+\gamma\frac{e_m}{P_m})(1+\beta\cos 2\varphi_m)\times(1+\frac{2H_m}{R})\lg\frac{P_1}{P_2}, \quad \text{(VI.3.}$$

h – шукане перевищення; K_o – постійний барометричний коефіцієнт, як внює 18404; α = 0,003665 – об'ємний коефіцієнт розширення повітря; t P_m, φ_m і H_m – відповідно середні значення температури повітря, тис

водяної пари, атмосферного тиску, географічної широти і висоти над рівнем моря у точках, що нівелюють; $\gamma = 0{,}377$, $\beta = 0{,}00265$ і $R = 6371$ км – радіус земної кулі.

Відомі й інші повні барометричні формули Бауернфейнда, Гаусса, Йордана, Рюльмана тощо. Повними барометричними формулами користуються досить рідко, тому що вони громіздкі та незручні для камеральних обчислень.

Найширше застосовують скорочену барометричні формули Бабіне і наближену формулу Певцова.

Формула Бабіне:

$$h = K(1 + \varepsilon \cdot t_m)\frac{P_1 - P_2}{P_1 + P_2}, \qquad \text{(VI.3.2)}$$

де $K = 16000$ і $\varepsilon = \dfrac{1}{273}$.

Після деяких перетворень формула Бабіне набуває робочого вигляду

$$h = \Delta H(P_1 - P_2), \qquad \text{(VI.3.3)}$$

де $\Delta H = K\dfrac{1 + \varepsilon \cdot t_m}{2P_m}$ – ***баричний ступінь***, тобто різниця висот, у межах якої атмосферний тиск змінюється на 1 мм рт.ст.

Наближена барометрична формула Певцова

$$h = K_o(1 + \alpha t_m)\lg\frac{P_1}{P_2}, \qquad \text{(VI.3.4)}$$

де $K_o = 18470$.

Робоча формула Певцова

$$h = (H_2' - H_1') + (H_2' - H_1') \cdot \alpha(t_m - t_o), \qquad \text{(VI.3.5)}$$

де H_1' і H_2' – наближені висоти (альтитуди); $t_o = 15^\circ$ – температура, для якої складено таблиці.

VI.3.2. Послідовність робіт під час барометричного нівелювання

- Нівелювання бажано виконувати в суху, спокійну погоду. Якщо є ознаки початку бурі, грози та взагалі поганої погоди, треба перервати роботу і очікувати моменту, коли покази барометра, зафіксовані через проміжки в півгодини, відрізнятимуться не більше ніж на 0,2 мм рт.ст.
- Під час переходів та переїздів з точки на точку барометри не повинні зазнавати ударів або сильних стрясань. Робоче положення барометра-анероїда – горизонтальне. Під час відлічування барометра промінь зору повинен бути пер-

пендикулярним до площини шкали та проходити через кінець стрілки. Барометр звичайно тримають на висоті грудей, якщо він на іншій висоті, то треба виміряти висоту приладу над поверхнею землі за допомогою кишенькової рулетки. Перед відлічуванням барометра-анероїда треба легко постукати по його корпусу або склу, щоб усунути вплив тертя у механізмі приладу.

- Для визначення температури повітря потрібно до термометра прив'язати міцний мотузок, завдовжки близько одного метра. Спостерігач тримає термометр за мотузок і швидко обертає його над головою в горизонтальній площині. Приблизно після ста обертів відлічують термометр. Потім через кожні 40–50 обертів зчитують відліки, доки два послідовні відліки не збігатимуться.
- Послідовність вимірювань та записів під час барометричного нівелювання повинна бути такою: спочатку визначають температуру повітря, потім температуру барометра-анероїда, відлічують барометр і, нарешті, фіксують годинником час. Відліки зчитують приблизно через 20 хвилин після приходу на точку спостереження, щоб у приладі встановились тиск і температура навколишнього повітря.

Дані вимірювань записують у журнал барометричного нівелювання.

VI.3.3. Точність барометричного нівелювання

Середню квадратичну похибку відлічування барометра-анероїда визначення перевищень методом барометричного нівелювання обчислюють за формулою

$$m_h = \Delta H \cdot m\sqrt{2}, \qquad \text{(VI.3.6)}$$

де $\Delta H \sim 11$ м – баричний ступінь; $m = 0{,}1$ мм рт.ст. – середня квадратична похибка відлічування барометра-анероїда.

Тоді $m_h = 11 \cdot 0{,}1\sqrt{2} = 1{,}5$ м. Насправді точність барометричного нівелювання значно нижча, оскільки формула (VI.3.6) враховує тільки похибки відлічування анероїда, а інших факторів не враховує, тому $f_{h\,доп.} = 2m_h = 3$ м.

VI.3.4. Способи барометричного нівелювання

Існують такі способи барометричного нівелювання:

- замкнутих ходів із опорою та без опори на тимчасову барометричну станцію;
- пересувної станції;
- декількох опорних станцій;
- повторних спостережень;
- спосіб із одночасним зондуванням атмосфери.

Вибір способу барометричного нівелювання залежить від:

- густоти висотної геодезичної основи на території;
- забезпеченості приладами;
- кількості виконавців;
- можливості використання метеорологічних станцій, розміщених ɔблизу, тощо.

Розглянемо суть способу ***зімкнутих ходів з опорної на тимчасову ıрометричну станцію.*** Виконуючи його, спостерігач перебуває на тимчасовій ıрометричній станції, де через певні проміжки часу вимірює атмосферний тиск ıемпературу повітря. Інший спостерігач послідовно обходить всі станції, в той ıмий час вимірює тиск і температуру повітря на них і повертається на вихідну ɔчку. Різниця значень тиску на вихідній точці – це нев'язка, тобто результат ʼмісного впливу зміщення нуль-пункту приладу, зміни додаткової поправки та ɔбового ходу атмосферного тиску. Оскільки ці фактори змінюються пропор-ійно до часу за лінійним законом, нев'язку розподіляють пропорційно до часу.

Спосіб ***ходів без опорної барометричної станції*** застосовують за сприı-гливих метеорологічних умов у рівнинних районах, коли треба забезпечити ɔчність визначення висот у межах 2–2,5 м. Спостерігач визначає температуру і ıск у вихідній точці, послідовно обходить всі точки ходу, вимірює в них тиск і ɜмпературу і повертається на вихідну точку, в якій знову визначає тиск і ɜмпературу. Аналогічно обчислює і розподіляє нев'язку.

Використовуючи спосіб ***пересувної станції,*** один спостерігач залиıається на початковій точці і через певні проміжки часу вимірює атмосферний ıск і температуру повітря. Водночас інший спостерігач вимірює тиск і ɜмпературу повітря, переходячи на наступні точки ходу. Коли другий ıостерігач зупиняється на кінцевій станції, він продовжує через певні ɔроміжки часу вимірювати тиск і температуру повітря. При цьому перший ıостерігач рухається тим самим маршрутом барометричного ходу й аналогічно ımірює тиск і температуру. Недоліками способу є те, що спостерігачі постійно ухаються, а також невисока його продуктивність.

Суть способу ***декількох опорних станцій*** полягає в тому, що на декількох ıорних станціях, висоти яких відомі, в один і той самий час вимірюють тмосферний тиск і температуру повітря. Опорні станції, як правило, утворю-ɔть трикутник, всередині якого містяться точки, висоти яких визначаються. На их точках вимірювання виконують у будь-який зручний час у межах проміжків ıіж вимірюваннями на опорних станціях. Всі покази барометрів – як на ıорних точках, так і на маршруті приводять в єдину систему.

Застосовуючи спосіб ***повторних спостережень,*** спостерігач після ımірювання тиску і температури на точці повертається на попередню точку, де

знову виконує вимірювання. Так визначають зміну тиску і температури повітря з часом, порівнюючи їхні значення на тій самій точці. Для кожного перевищення знаходять три різниці атмосферного тиску, що підвищує точність визначення висот. Спосіб має ще одну перевагу – потрібна мінімальна кількість виконавців і приладів.

VI.3.5. Способи обчислення барометричного нівелювання

Визначаючи різниці висот за результатами барометричного нівелювання, користуються скороченими барометричними формулами, на основі котрих складено різні таблиці, номограми, графіки.

Перевищення зімкнутого барометричного ходу можна знайти двома способами:

– способом наближених висот (альтитуд);
– способом баричних ступенів висот.

Обчислення перевищень ***способом наближених висот*** виконують за робочою формулою Певцова (VI.3.5) та використовуючи таблиці наближених висот [28] і таблиці поправок за температуру повітря [28]. Таблиці складено за скороченими барометричними формулами.

Розглянемо послідовність обчислень:

1. Відлік анероїда A приводять до показів ртутного барометра P_o за формулою

$$P_o = A + \Delta P_o + \Delta P_t + \Delta P_{шк}, \qquad \text{(VI.3.7)}$$

де ΔP_o – паспортна поправка за положення шкали, яку називають додатковою поправкою; $\Delta P_t = b \cdot t_a$ – температурна поправка (b – коефіцієнт пропорційності, t_a – температура анероїда); $\Delta P_{шк}$ – шкалова поправка, причому її значення інтерполюють на кожний відлік анероїда.

2. Знаходять приведений тиск P з урахуванням поправки за час ΔP_τ і переводять у міліметри ртутного стовпчика

$$P = P_o + \Delta P_\tau . \qquad \text{(VI.3.8)}$$

Щоб визначити поправку ΔP_τ, треба знайти значення коефіцієнта зміни тиску за одиницю часу під час прокладання барометричного ходу

$$\kappa = \frac{P_{ок} - P_{оп}}{\tau_к - \tau_п}, \qquad \text{(VI.3.9)}$$

де $P_{оп}$ і $P_{ок}$ – покази барометра на початку та в кінці спостережень; $\tau_п$ і $\tau_к$ – час, зафіксований за допомогою годинника, на початку та в кінці спостережень, тобто $\tau_п - \tau_к$ – тривалість барометричного нівелювання.

Поправки за час для кожного із пунктів ходу обчислюють за формулою

$$\Delta P_{\tau i} = -\kappa(\tau_i - \tau_n), \qquad \text{(VI.3.10)}$$

де τ_i – час в i-му пункті; τ_n – час у початковому пункті.

3. За значенням приведеного тиску P вибирають наближені висоти H' для кожної точки барометричного ходу з таблиць наближених висот [28].

4. Поправку за температуру повітря δh_t вибирають з таблиць поправок за температуру повітря [28] подвійним інтерполюванням за значенням середньої температури повітря і наближеного перевищення.

5. Теоретична сума перевищень у зімкнутому барометричному ході дорівнює нулю, отже, практична сума перевищень і є нев'язкою ходу

$$\sum h_{теор} = 0; \quad \sum h_{пр} = f_h. \qquad \text{(VI. 3.11)}$$

Нев'язку f_h розподіляють у перевищення з оберненим знаком, пропорційно до абсолютних значень перевищень.

Допустиму нев'язку приймають

$$f_{h\,доп.} = \pm 3 \text{ м}. \qquad \text{(VI. 3.12)}$$

6. Висота початкової точки відома. Висоти всіх точок барометричного ходу розраховують за формулою

$$\mathrm{H}_{i+1} = \mathrm{H}_i + \mathrm{h}^{ув}_{i,i+1}. \qquad \text{(VI. 3.13)}$$

Перевищення ***способом баричних ступенів*** висот обчислюють за робочою формулою Бабіне (VI.3.3) і за допомогою таблиць баричних ступенів висот [28], таблиці поправок за покази барометра [28] і таблиць поправок за температуру повітря [28]. Таблиці складено за скороченими барометричними формулами.

Обчислення виконують у такій послідовності:

1. За середніми значеннями тиску і температури з таблиць [28] вибирають баричні ступені висот.

2. У баричний ступінь $\Delta H'$ вводять поправку за покази барометра δh_P (вона завжди від'ємна) і поправку за температуру повітря δh_t (вона завжди додатна)

$$\Delta H = \Delta H' + \delta h_P + \delta h_t. \qquad \text{(VI. 3.14)}$$

Поправки вибирають з таблиць поправок за покази барометра і таблиць поправок за температуру повітря [28].

3. Перевищення між точками ходу визначають за формулою

$$h_{обч} = \Delta H\,(P_i - P_{i+1}). \qquad \text{(VI. 3.15)}$$

4. Врівноважування перевищень та обчислення висот (альтитуд) точок барометричного ходу виконують так само, як у способі наближених висот.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Баканова Б.Б. Крупномасштабные топографические съемки. – М.: Недра, 1983.
2. Ващенко В.І., Літинський В.О., Перій С.С. Геодезичні прилади та приладдя. – Львів, 2003.
3. Ганьшин В.Н., Хренов Л.С. Таблицы для разбивки круговых кривых и переходных кривых. – М.: Недра, 1985.
4. Геодезія. Ч. І / за ред. С.Г. Могильного і С.П. Войтенко. – Чернігів, 2002.
5. Геодезия. Топографические съемки / под ред. В.П. Савиных и В.Р. Ященко). – М.: Недра, 1991.
6. Геодезичний енциклопедичний словник. – Львів, 2001.
7. Гиршберг М.А. Геодезия.Ч.І. – М.: Наука, 1967.
8. Інструкція з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500. – Київ, 1999.
9. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. – М.: Недра, 1990.
10. Инженерная геодезия / под ред. П.С. Закатова. – М.: Недра, 1976.
11. Инженерная геодезия: учебник для вузов / Б.Б. Клюшин, М.И. Киселев, Д.Ш. Михелев и др.; под ред. Д.Ш. Михелева. – М.: Высшая школа, 2000.
12. Костецька Я.М. Геодезичні прилади. Ч. II. Електронні геодезичні прилади. – Львів, 2000
13. Левчук Г.П., Новак В.Е., Конусов В.Г. Прикладная геодезия. – М.: Недра, 1981.
14. Левчук Г.П. Курс инженерной геодезии. – М.: Недра, 1970.
15. Мороз О.І. Визначення та врахування вертикальної рефракції під час геодезичних вимірювань. – Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львівська політехніка", 2003.
16. Островский А.Л., Джуман Б.М., Заболоцкий Ф.Д., Кравцов Н.И. Учет атмосферных влияний на астрономо-геодезические измерения. – М.: – Недра, 1990.
17. Островский А.Л., Маслич Д.М., Гребенюк В.Г. Геодезическое приборoведение. – Львов: Издательство при ЛГУ издательского объединения "Вища школа", 1983.
18. Островський А.Л., Мороз О.І., Тарнавський В.Л. Геодезія. Частина II: підручник для вузів. – Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львівська політехніка", 2008.
19. Практикум по курсу прикладной геодезии / под ред. Н.Н. Лебедева. – М.: Недра, 1980.

20. Прихода А.Г. Барометрическое нивелирование. – М.: Недра, 1972.

21. Селиханович В.Г. Геодезия. Ч.І. – М.: Недра, 1981.

22. Топографо-геодезична та картографічна діяльність (законодавчі та юрмативні акти). Частина І. Головне управління геодезії, картографії та юдастру. – Київ: 2000.

23. Тревого И.С., Шевчук П.М. Городская полигонометрия. – М.: Недра, 986.

24. Таблиці прямокутних координат вершин рамок, зближення мериданів, розмірів рамок та площ трапецій для масштабу 1 : 5000 у проекції Гаусса-Крюгера. Триградусна зона для широт 44°–53° / В.О. Літинський, С.Г. Савчук. – Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львівська політехніка", 2009.

25. Таблицы координат Гаусса-Крюгера и таблицы размеров рамок и площадей трапеций топографических съемок. – М., Недра, 1963.

26. Таблицы прямоугольных координат углов рамок, размеров рамок и площадей трапеции топографических съемок масштаба 1:5000. – М.: Геодезиздат, 1953.

27. Умовні знаки для топографічних планів масштабів 1:5000 – 1:500. – К, 001.

28. Хренов Л.С. Таблицы для барометрического нивелирования. – М.: Недра, 1970.

29. Чеботарев А.С. Геодезия. Часть І. – М.: Геодезиздат. 1955.

30. Шевченко Т.Г., Мороз О.І., Тревого І.С. Геодезичні прилади. – Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львівська політехніка", 2009.

31. Шилов П.И. Геодезия. – М.: Госгеолтехиздат, 1963.

Книги для навчання і роботи!

Островський А. Л. та ін.

ГЕОДЕЗІЯ

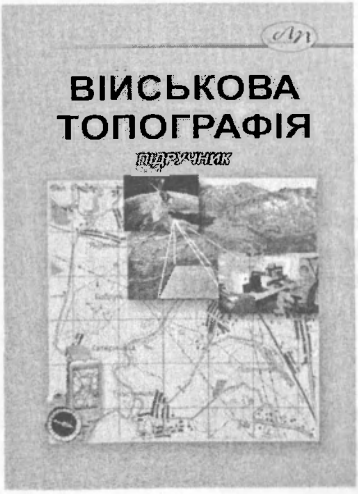
Підручник. Частина друга. – 2008. – 564 с.

ISBN 978-966-553-820-2

Затвердило Міністерство освіти і науки України як підручник для студентів напряму "Геодезія, картографія та землеустрій" вищих навчальних закладів

Вперше зроблено спробу не тільки детально розглянути відсутні у попередніх підручниках питання теорії електронних приладів, методів супутникової геодезії, а й достатньо повно описати найсучасніші автоматизовані прилади та методи створення геодезичної основи карт та планів, виконання топографічного знімання територій дистанційними методами, розв'язання на основі планів, карт та спеціальних геодезичних вимірювань найширшого спектра наукових та інженерних задач у різноманітних галузях та в обороні країни.

Багато питань у підручнику розглянуто значно ширше, ніж вимагає програма вищого навчального закладу. Тому він може бути корисний інженерам-геодезистам, аспірантам, викладачам геодезії ВНЗ, коледжів та загалом допоможе знайти дорогу у світ геодезичної науки.



За ред. П. П. Ткачука та І. С. Трешого

ВІЙСЬКОВА ТОПОГРАФІЯ

Підручник. – 2011. – 416 с.

ISBN 978-617-607-026-9

Затвердило Міністерство освіти і науки України як підручник для курсантів вищих навчальних закладів

Підручник містить навчальний матеріал з курсу "Військова топографія", який враховує сучасні вимоги до топографічної підготовки офіцерів для Збройних сил України.

Висвітлено основні теоретичні і практичні положення військової топографії. Розглянуто картографічні матеріали армій інших країн. Окрім класичних тем, розкрито науково-технічні основи застосування цифрових та електронних карт, супутникових радіонавігаційних систем і автономних систем навігації рухомих об'єктів; геоінформаційних систем військового призначення; сучасного вітчизняного програмного забезпечення; підготовки масивів цифрової та геопросторової інформації тощо.

Для курсантів (слухачів) вищих військових навчальних закладів Міністерства оборони України та для самостійної підготовки офіцерів Збройних сил України.

Видавництво Львівської політехніки

вул. Ф. Колесси, 2, корп. 23 А, м. Львів, 79000

тел. +380 32 2582146, факс +380 32 2582136, http://vlp.com.ua, vmr@vlp.com.ua

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Островський Аполлінарій Львович
Мороз Олександр Іванович
Тартачинська Зоряна Романівна
Гарасимчук Ігор Фловіянович

ГЕОДЕЗІЯ

Частина перша

ТОПОГРАФІЯ

Редактор Оксана Чернигевич
Коректор Олена Сеник
Технічний редактор Лілія Саламін
Комп'ютерне верстання Наталії Максимюк
Художник-дизайнер Уляна Келеман

Здано у видавництво 29.03.11. Підписано до друку 30.05.11.
Формат 70×100 1/16. Папір офсетний. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 35,5. Обл.-вид. арк. 29,2.
Дод. наклад 300 прим. Зам. 110502.

Видавець і виготівник: Видавництво Львівської політехніки
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 751 від 27.12.2001 р.

вул. Ф. Колесси, 2, Львів, 79000
тел. +380 32 2582146, факс +380 32 2582136
vlp.com.ua, ел. пошта: vmr@vlp.com.ua