

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВЕТЕРИНАРНОЇ
МЕДИЦИНИ ТА БІОТЕХНОЛОГІЙ ІМЕНІ С.З. ГЖИЦЬКОГО
Факультет землепорядкування та інфраструктурного розвитку
Кафедра геодезії і геоінформатики

Кваліфікаційна (дипломна) робота

освітнього ступеня «Магістр»

на тему: **«ГЕОДЕЗИЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА ВИСОТНИХ
СПОРУД З ВИКОРИСТАННЯМ СУЧАСНИХ ГЕОДЕЗИЧНИХ
ТЕХНОЛОГІЙ»**

Спеціальність 193 «Геодезія та землеустрій»

Виконав: студент групи ЗВ-63

Семенів Мар'ян Іванович

Науковий керівник: к.е.н., доцент

Рій Іван Федорович

Рецензент: _____

Львів 2025

РЕФЕРАТ

Геодезичне забезпечення будівництва висотних споруд з використанням сучасних геодезичних технологій. Семенів М.І. Кваліфікаційна робота. Кафедра геодезії і геоінформатики. – Львівський національний університет ветеринарної медицини та біотехнологій імені С.З. Гжицького, 2025.

78 с. текстової частини, 15 таблиць, 37 рисунків, 21 літературне джерело, презентація.

У магістерській роботі проведено комплексне дослідження точності геодезичних вимірювань із використанням GNSS-технологій. Розроблено методику попереднього розрахунку точності створення геодезичної основи та передачі координат на монтажні горизонти, що враховує висоту споруди. Доведено ефективність GNSS-спостережень для геодезичного забезпечення висотного будівництва, зокрема під час виконання розмічувальних робіт і контролю просторового положення конструкцій. Запропонований підхід відповідає чинним ДБН і ДСТУ, забезпечує оперативність, високу точність і можливість урахування зміщень, спричинених нахилом споруди. У роботі також розглянуто питання охорони праці та навколишнього природного середовища.

ЗМІСТ

	ВСТУП	5
1	АКТУАЛЬНИЙ СТАН ТА ВИКЛИКИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПІД ЧАС СПОРУДЖЕННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ	8
1.1	Загальні вимоги до точності та якості геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд	8
1.2	Розгляд та аналіз сучасних технологій геодезичного супроводу при будівництві висотних об'єктів	12
1.3	Пріоритетні напрями удосконалення геодезичного супроводу будівництва висотних споруд	27
2	ОПРАЦЮВАННЯ МЕТОДИКИ ТА ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ЩОДО ПЕРЕДАЧІ КООРДИНАТ НА МОНТАЖНИЙ ГОРИЗОНТ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ СУПУТНИКОВИХ МЕТОДІВ	32
2.1	Координатні системи, що забезпечують геодезичний супровід будівництва	32
2.2	Класифікація ключових факторів, що впливають на точність і надійність передачі координат на монтажний горизонт з використанням GNSS-технологій	38
2.3	Методика оцінювання очікуваної точності спостережень під час передавання координат і відміток супутниковими методами на монтажний горизонт	41
2.4	Технології та методики при виконанні робіт GNSS методами	46
3	ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТОДИКИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ВИСОТНОГО БУДІВНИЦТВА ГНСС – МЕТОДАМИ	56
3.1	Дослідження методики геодезичного забезпечення нульового циклу супутниковими методами	56
3.2	Дослідження методики передачі координат супутниковими методами на монтажний горизонт	59
3.3	Математичне опрацювання результатів спостережень	64
4	ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА	71
	ВИСНОВКИ	74
	БІБЛОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	76

ВСТУП

Сучасний етап розвитку будівельної галузі характеризується активним зведенням висотних і надвисотних споруд, що потребує якісно нового рівня інженерно-геодезичного забезпечення. Зі зростанням висоти й складності конструкцій підвищуються вимоги до точності виконання геодезичних вимірювань, стабільності центрування приладів та надійності передачі координат на значні відмітки. Тому актуальність теми дипломної роботи зумовлена необхідністю вдосконалення методів геодезичного супроводу висотного будівництва, які мають забезпечувати високу точність, ефективність і технологічність робіт на всіх етапах зведення споруди.

Особливої уваги набуває проблема точного перенесення проєктних координат на монтажні горизонти висотою понад 100 метрів. Традиційні підходи, зокрема вертикальне проєктування за допомогою оптичних приладів та приладів вертикального проєктування (ПВП), залишаються поширеними, однак їх точність значною мірою залежить від атмосферних умов, стабільності конструкцій та накопичення похибок у процесі багаторазових вимірювань. У зв'язку з цим виникає потреба у впровадженні більш сучасних та стійких до зовнішніх чинників технологій.

Одним із найбільш перспективних напрямів розвитку є застосування GNSS-технологій, точність яких практично не залежить від висоти об'єкта та умов взаємної видимості між пунктами. Сучасні багаточастотні супутникові приймачі, мережі постійно діючих станцій ZAKPOS, System.NET та інші дозволяють виконувати визначення координат у режимі реального часу з високою точністю та стабільністю. Це відкриває можливість значного підвищення ефективності геодезичного забезпечення будівництва, зокрема при виконанні передачі координат, моніторингу деформацій та контролю геометричних параметрів конструкцій. Разом з тим супутникові вимірювання потребують врахування складних чинників — впливу багатопроменевості у щільній забудові, якості

ефермерид, режимів вимірювань, тривалості спостережень, особливостей антенного обладнання, рівня іоносферних збурень тощо.

Проблематика геодезичного забезпечення висотного будівництва активно досліджується науковцями, серед яких: Третяк К.Р., Ситнік В.С., Войтенко С.П., Тревого І.С., Hofmann-Wellenhof B., Seeber G., Teunissen P.J.G. та інші. Їхні роботи формують науково-методичну базу, що дозволяє удосконалювати процеси передачі координат, контролю точності та моніторингу конструкцій із застосуванням супутникових і наземних геодезичних технологій.

Метою дипломної роботи є комплексне дослідження методів геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд із застосуванням сучасних геодезичних технологій, зокрема GNSS та електронних тахеометрів. Для реалізації поставленої мети передбачено виконання таких завдань:

- аналіз сучасного стану висотного будівництва та підходів до інженерно-геодезичного супроводу;
- дослідження традиційних і сучасних методів передачі координат на монтажні горизонти;
- розроблення методики виконання геодезичних робіт із використанням GNSS-технологій і мереж постійно діючих станцій;
- проведення експериментальних досліджень щодо точності передачі координат супутниковими методами;
- оцінювання точності та ефективності запропонованих технологічних рішень.

Об'єктом дослідження є сучасні геодезичні технології, зокрема GNSS-технології та електронні тахеометричні системи, а предметом — методика геодезичного забезпечення висотних споруд на етапах проєктування, будівництва та експлуатації.

Практичне значення роботи полягає у можливості застосування розроблених рекомендацій і методики у реальних умовах висотного будівництва для підвищення точності, безпеки та ефективності будівельних процесів.

1 АКТУАЛЬНИЙ СТАН ТА ВИКЛИКИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПІД ЧАС СПОРУДЖЕННЯ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Загальні вимоги до точності та якості геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд

Висотне будівництво є одним з найбільш перспективних напрямів сучасного будівництва, що інтенсивно розвивається в усьому світі. З кожним десятиліттям спостерігається тенденція до збільшення висоти споруд, що зумовлено вдосконаленням технологій проектування, застосуванням нових будівельних матеріалів і підвищенням вимог до ефективного використання міського простору. У світі та в Україні зокрема збудовано значну кількість хмарочосів, висота яких постійно зростає та нині перевищує 800 метрів. Динаміку збільшення середньої висоти висотного будівництва у світі наведено на рис. 1.1.

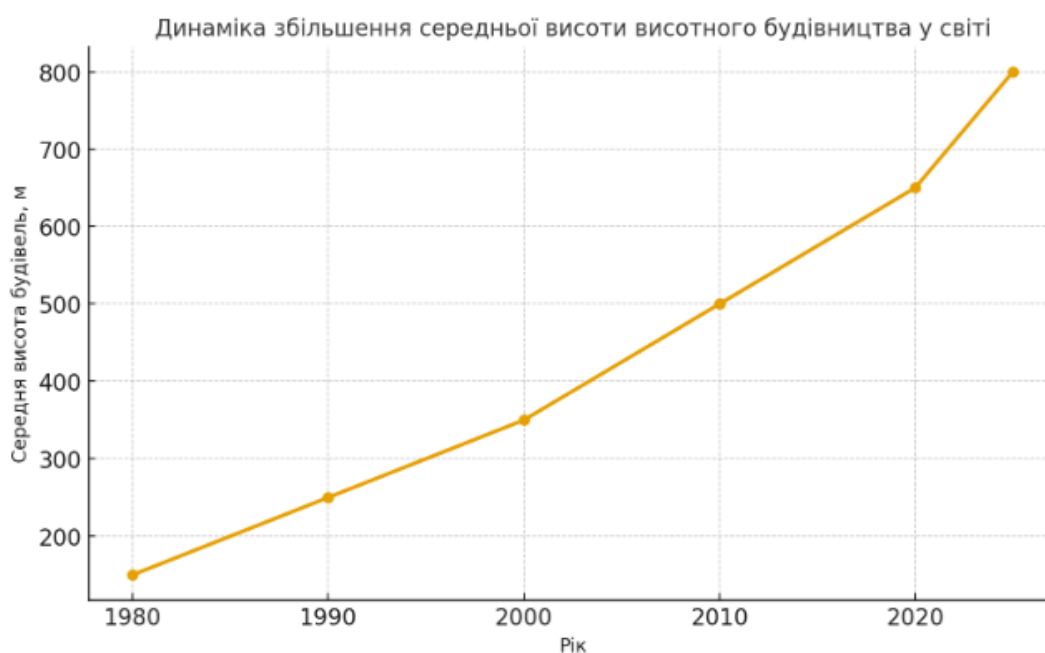


Рис. 1.1. Середні висоти висотних споруд в світі в період 1930-2016 рр.

Висотне будівництво залишається одним із провідних напрямів розвитку сучасної архітектури. З кожним роком у світі зводиться понад тисячу нових висотних споруд, що змінюють архітектурний ландшафт мегаполісів. Висотність будівель є відносним поняттям: у різних країнах межа між багатоповерховими та

висотними спорудами різняться. Часто до висотних відносять і конструкції, на даху яких розміщено шпиль або антену, що значно перевищує архітектурну частину будівлі.

На початку XXI століття середня висота хмарочосів сягала 400 м, проте сьогодні світові лідери перевищують позначку у 800 м. У найближчі роки очікується введення в експлуатацію кількох надвисотних проєктів, зокрема **Jeddah Tower** (1001 м, Саудівська Аравія), який може стати новим рекордсменом. Така динаміка зумовлює зростання вимог до точності геодезичного забезпечення будівництва, особливо на висотах понад 300–500 м.

Щорічно у світі зводиться понад тисячу висотних споруд і розробляються тисячі нових проєктів. Через відсутність єдиних критеріїв поняття «висотна споруда» різняться у різних країнах. Зокрема, у висоту будівлі іноді включають антени або шпиль, що значно перевищують основну конструкцію. Станом на 2025 рік найвищою спорудою світу залишається Burj Khalifa (828 м, Дубай, ОАЕ), а серед новітніх будівель виділяються Merdeka 118 (679 м, Куала-Лумпур, Малайзія) та Shanghai Tower (632 м, КНР). Нижче наведено таблицю з найвищими спорудами світу за станом на 2025 рік.

Таблиця 1.1

Найвищі споруди світу станом на 2025 рік

Назва будівлі	Місце розташування	Висота, м	Рік завершення
Burj Khalifa	Дубай, ОАЕ	828	2010
Merdeka 118	Куала-Лумпур, Малайзія	679	2023
Shanghai Tower	Шанхай, Китай	632	2015
Abraj Al-Bait Clock Tower	Мекка, Саудівська Аравія	601	2012
Ping An Finance Center	Шеньчжень, Китай	599	2017
Lotte World Tower	Сеул, Південна Корея	555	2017
One World Trade Center	Нью-Йорк, США	541	2014
Guangzhou CTF Finance Centre	Гуанчжоу, Китай	530	2016
Tianjin CTF Finance Centre	Тяньцзінь, Китай	530	2019
CITIC Tower	Пекін, Китай	528	2018

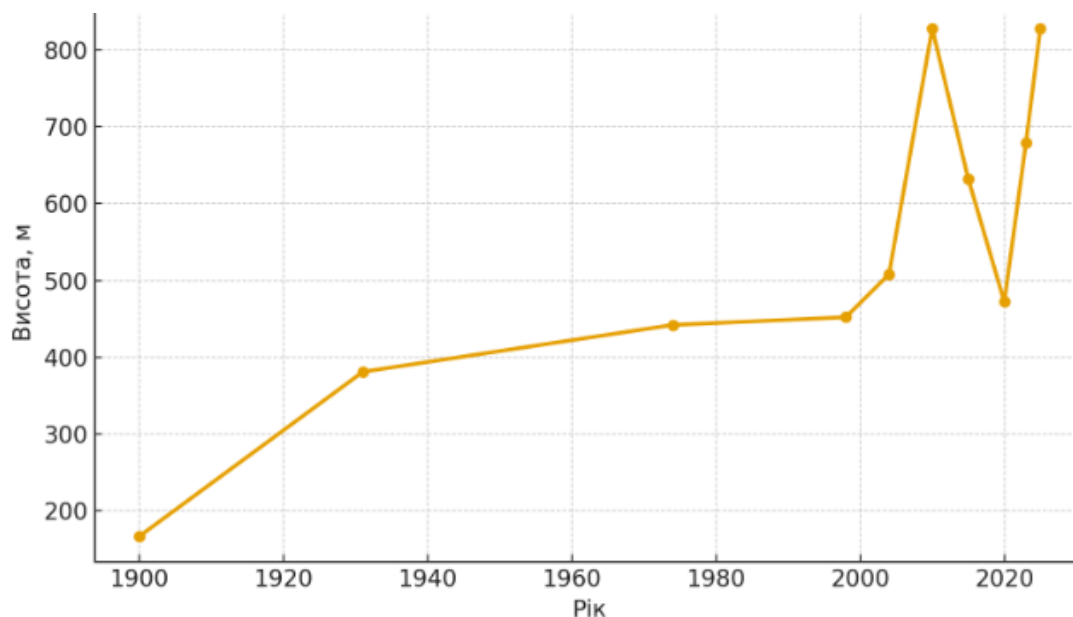


Рис. 1.2 Динаміка зростання висоти найвищих будівель світу (1900–2025 рр.)

Найвищі будівлі України зосереджені в столиці – Києві, про що свідчать дані таблиці 1.2.

Табл. 1.2

Найвищі будівлі України

№	Назва	Висота (м)	Поверхів	Роки побудови	Місто
1	ЖК на Кловському узвозі, 7	168	47	2008—2014	Київ
2	БФК «Гуллівер»	~160	35	2003—2013	Київ
3	ЖК «Джек Хаус»	152,5	39	2012—2017	Київ
4	БЦ «Парус»	149,6	33	2004—2007	Київ
5	Вулиця Срібнокільська, 1	128	38	2006—2008	Київ
6	ЖК «Корона»	128	38	2004—2007	Київ
7	Будинок апеляційного суду	127	27	1978—2006	Київ
8	ЖК «Башти»	123	30	1999—2005	Дніпро
9	ЖК пр. Володимира Івасюка, 2	122,3	30	2007—2013	Київ
10	Будинок МТУ	120	28	1974—1986	Київ

Зрозуміло, що цей перелік тимчасовий, і зовсім скоро його ряди поповняться новими кам'яними гігантами. Наприклад, завершується будівництво таких хмарочосів: ЖК «Taryan Towers» - 140-150 м., ЖК «Manhattan» - 140-150 м.

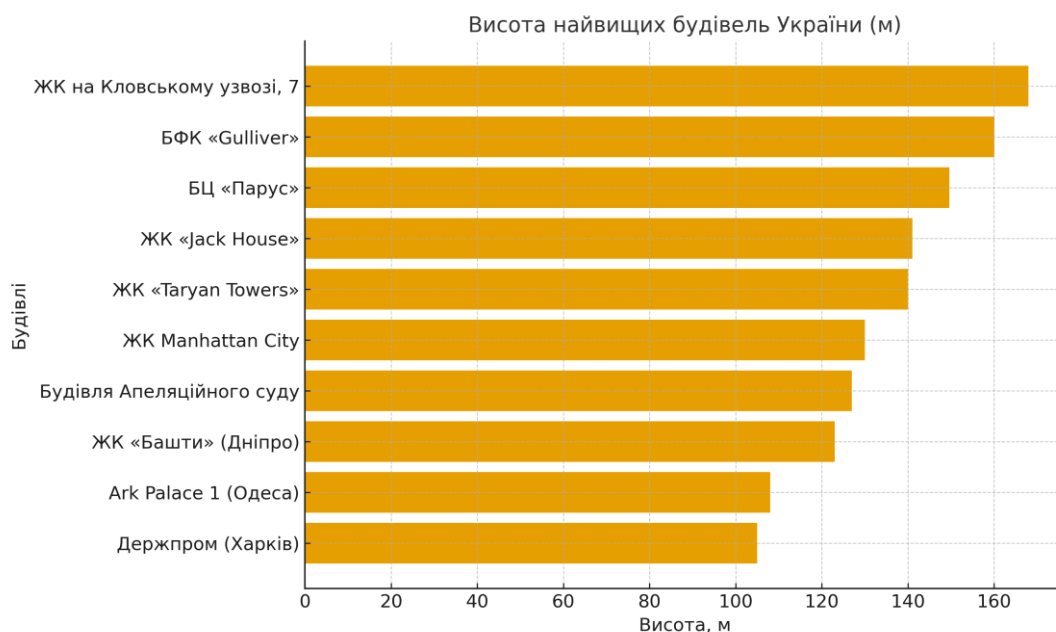


Рис. 1.3 Висоти найвищих будівель України

Крім того, з недобудованих (зупинено будівництво) київських мегависоток варто виділити «Sky towers» (планована висота - 214 м.) І МФК «Mirax Plaza» (192м.).

На сьогоднішній день найвищим хмарочосом в Львівській області є ЖК Avalon U у Львові. Його висота становить 90 м.



Рис.1.4 Найвищі будівлі Львівської області

Спираючись на існуючі тенденції розвитку будівництва в світі та Україні зокрема, є очевидними тенденції до подальшого збільшення висотності споруд.

Табл. 1.3

Найвищі будівлі Львівської області

№	Назва	Місто/місце	Висота (м)	Поверхів	Рік
1	ЖК Avalon Up	Львів	90	25	2019-2021
2	Церква святих Ольги і Єлизавети (стара)	Львів	88	-	1903-1911
3	Новобуд на вул. Суховоля, 54б	Трускавець	71	23	2011-2014
4	Зубрівська вул., 32	Львів	66	17	2007
5	Вежа Корнякта	Львів (старовинна)	66	-	1591-1629
6	Львівська ратуша	Львів	65	-	1830-1835
7	Новобуд Priority Tower (приклад)	Львів	65	20	-
8	ONE Lviv (приклад)	Львів	73	21	-
9	Вежі/багатоповерхівки на просп. Червоної Калини (агрегат)	Львів	70	≈20–24	різні
10	Інші історичні споруди (агр.)	Львівська обл.	60	-	-

Конструкції висотних споруд постійно удосконалюються та набувають дедалі більшої різноманітності. Специфічними є також окремі елементи таких будівель, на проектування й монтаж яких — від фундаменту до верхніх конструкцій — істотно впливають вимоги комплексної безпеки. Розширення типології будівельних конструкцій об’єктивно зумовлює потребу в розробленні сучасних підходів до геодезичного забезпечення процесу спорудження висотних об’єктів.

1.2 Розгляд та аналіз сучасних технологій геодезичного супроводу при будівництві висотних об’єктів

Для проведення аналізу наявних методів геодезичного забезпечення будівництва доцільно насамперед розглянути їх класифікації, після чого визначити найбільш поширені на сьогодні способи виконання робіт, оцінити їхню точність та

зіставити отримані значення з нормативними показниками, установленними ДБН і ДСТУ [6]. Відповідно до логіки виконання геодезичних операцій зазначені методи можна об'єднати у три узагальнені групи:

- ❖ передачу планових координат;
- ❖ передачу висотних відміток;
- ❖ виконання розбивочних (розмічувальних) робіт на монтажному горизонті.

У подальшому наведено Систематизація способів передавання планових координат на монтажні горизонти (рис. 1.5) і висотних відміток (рис. 1.6) на монтажні горизонти, а також систематизація основних способів розмічувальних робіт (рис. 1.7).

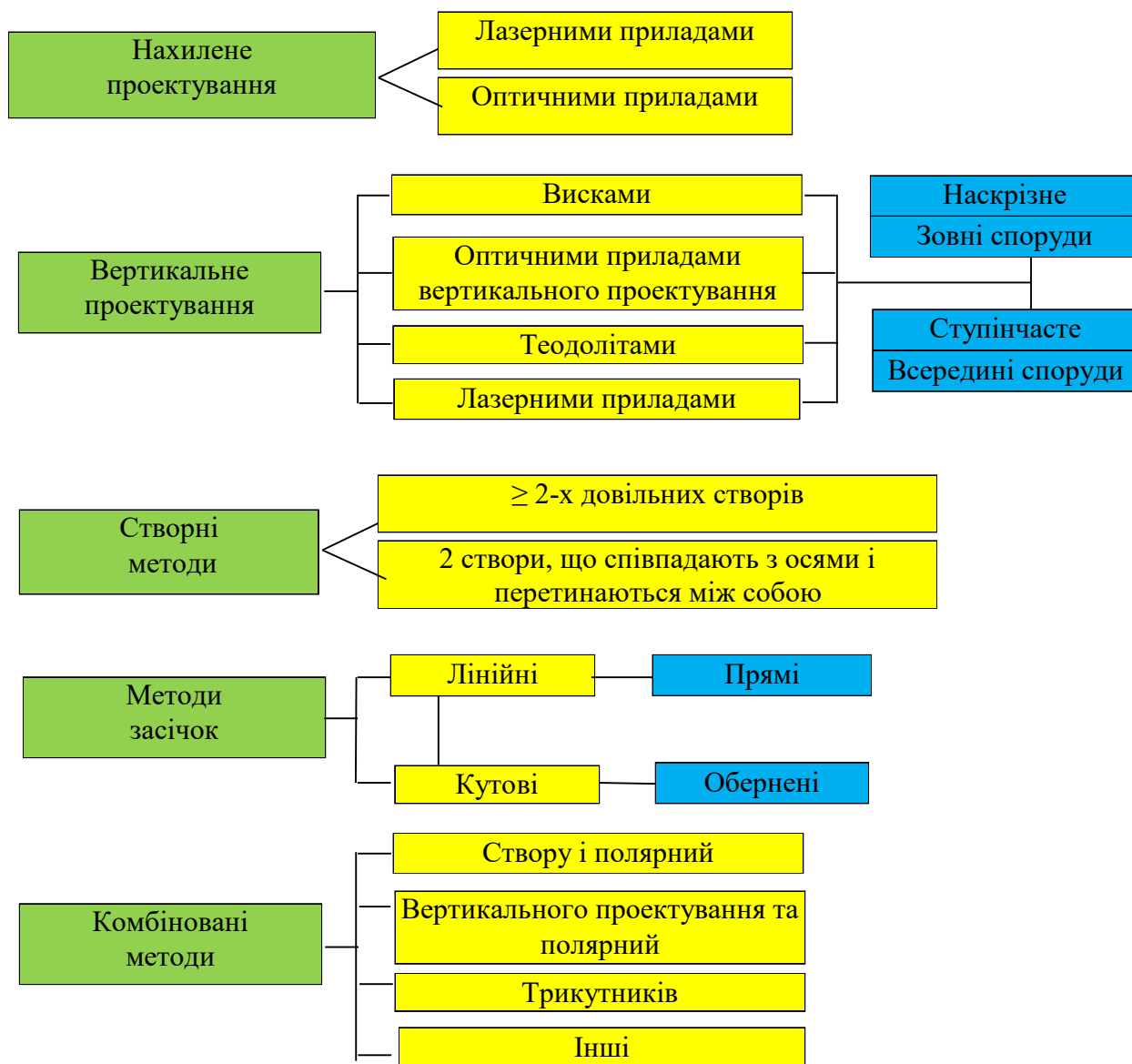


Рис. 1.5 Систематизація способів передавання планових координат на монтажні горизонти

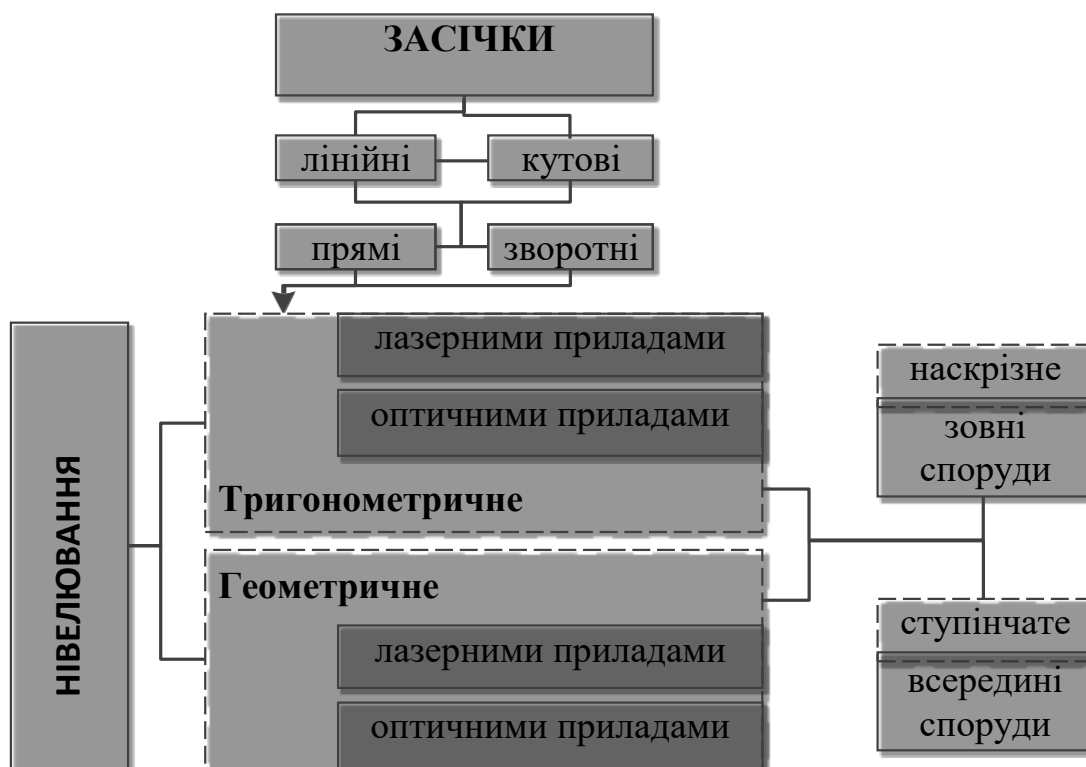


Рис. 1.6 Систематизація способів передавання відміток на монтажні горизонти

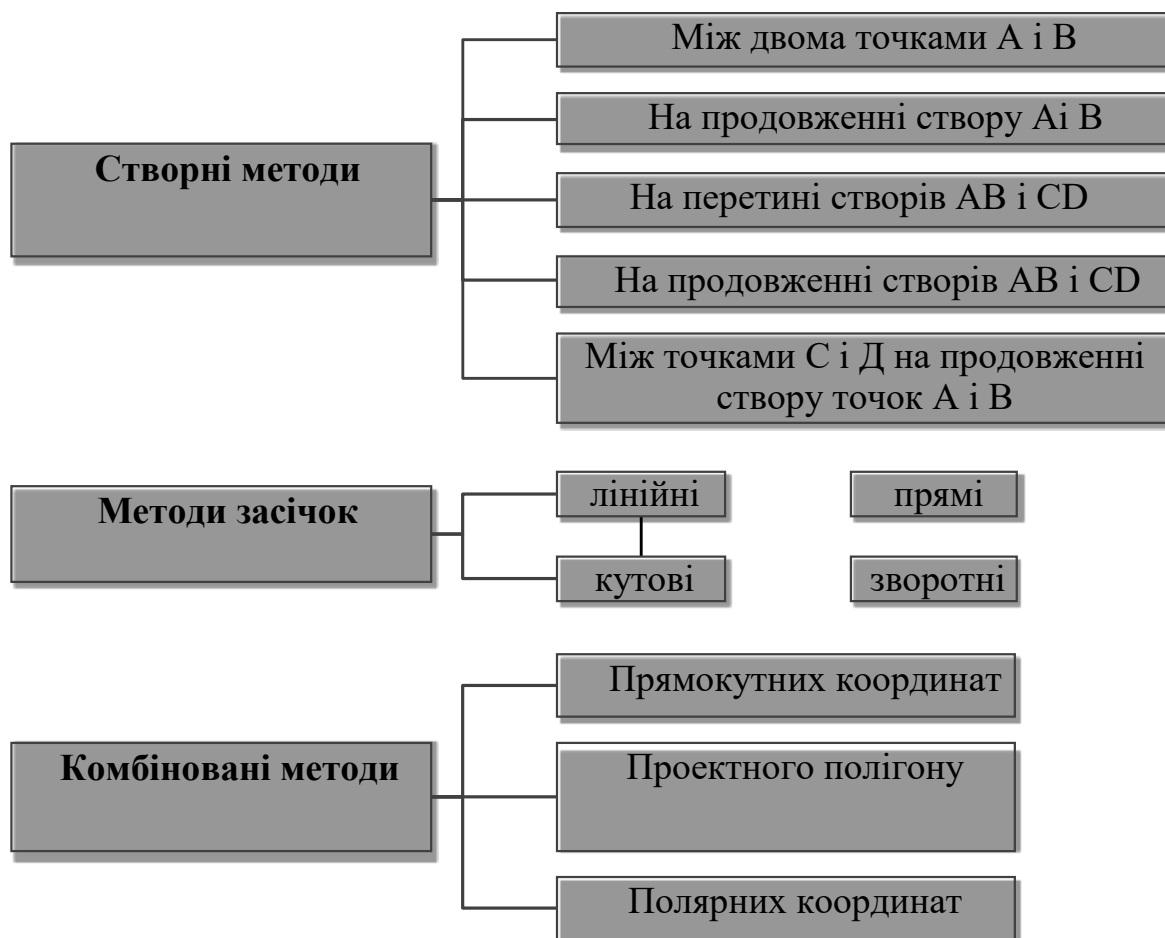


Рис. 1.7 Систематизація основних способів розмічувальних робіт

У сучасному будівництві найпоширенішими методами геодезичного забезпечення є метод нахилоного візування, метод вертикального проєктування, тригонометричне та геометричне нівелювання, а також комбіновані способи, що ґрунтуються на прямій та зворотній лінійно-кутовій засічці [15].

У межах проведеного аналізу основних підходів до передачі планових координат у висотному будівництві виокремлено такі методи, що найчастіше застосовуються для перенесення координат на монтажні горизонти:

- метод нахилоного візування;
- метод лінійно-кутової засічки;
- метод вертикального проєктування.

Метод нахилоного візування, як правило, використовують під час спорудження будівель висотою до 12 поверхів. На початковій стадії робіт будівельні осі виносять за межі споруди та закріплюють постійними знаками, на які також передають висотні відмітки від будівельного нуля. На відповідному монтажному горизонті додатково встановлюють візирну марку (рис. 1.8), яка слугує орієнтиром для здійснення вимірювань.

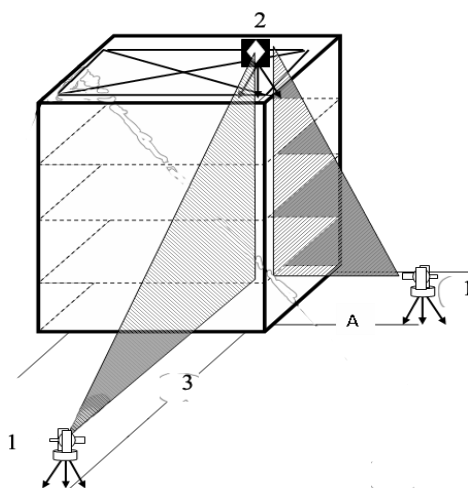


Рис. 1.8 Передача осей методом нахилоного проєктування: 1 - тахеометри з лазерним візирним променем; 2 - візирна марка. 3, А - монтажна вісь.

Під час використання методу нахилоного проєктування положення будівельних осей передається з двох вихідних пунктів, а точка їх перетину визначає координати проєктованої точки на монтажному горизонті. Для забезпечення більшої точності на верхньому рівні встановлюють спеціальні приймальні марки,

на які виконується візування. Вимірювання необхідно проводити у двох положеннях вертикального круга тахеометра, а остаточне значення координат визначають як середнє арифметичне між отриманими результатами. Перед початком виконання робіт прилад проходить ретельну перевірку та калібрування, що дає змогу мінімізувати систематичні похибки.

Точність передачі координат на монтажний горизонт методом нахилоного проєктування ($m_{н.п.}$) при роботі у двох положеннях вертикального круга визначають за відповідною розрахунковою формулою.

$$m_{н.п.} = \sqrt{0,25 \times \frac{h^2}{\rho^2} \tau^2 + \frac{3600''}{V^2} \cdot \frac{S^2}{\rho^2} + m_{\psi}^2 + m_{\phi}^2} \quad (1.1)$$

Де S — лінійна віддаль між точкою установки тахеометра та запроєктованою точкою; τ — параметр, що відображає ціну поділки циліндричного рівня горизонтального круга або величину похибки компенсатора; V — оптичне збільшення зорової труби; h — задана висота проєктування; m_{ψ} та m_{ϕ} — значення середніх квадратичних похибок відповідно центрування приладу й визначення положення точки на монтажному горизонті [18].

Метод лінійно-кутової засічки є одним із традиційних способів передачі координат у висотному будівництві та передбачає формування геодезичної основи, закріпленої на місцевості спеціальними пунктами для розміщення тахеометра. Засічка виконується на марку або відбивач, установлений на монтажному горизонті. У сучасній практиці застосовують модернізовану форму цього підходу — просторову пряму лінійно-кутову засічку, що забезпечує вищу точність і стійкість результатів.

Застосування методу потребує врахування низки чинників, які здатні вплинути на якість визначення координат: метеорологічні умови, жорсткість та стабільність кріплення відбивачів на елементах споруди, а також накопичення систематичних та випадкових похибок при послідовних передачах координат між поверхами.

Сутність методу базується на інтегрованому використанні прямої та зворотної засічки. Якщо пункти, на яких закріплені будівельні осі, мають визначені

просторові координати, передача координат на монтажний горизонт виконується методом прямої просторової засічки. Для підвищення точності пункти внутрішньої геодезичної мережі виносять поза межі конструкції, забезпечуючи стабільність їх положення. На прилеглих спорудах або елементах забудови закріплюють відбивачі на максимально високих відмітках, що дає змогу надійно визначати як координати, так і висоти марок (рис. 1.9).

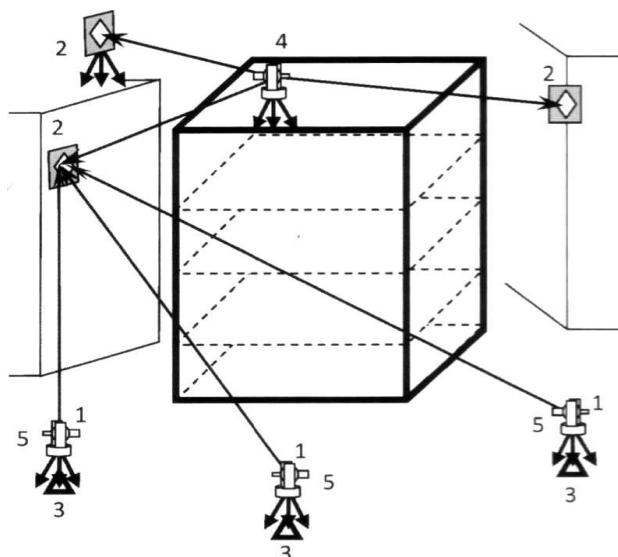


Рис. 1.9. Схема передачі координат методом комбінованої прямої та зворотної просторової лінійно-кутової засічки: 1 – електронні тахеометри на пунктах опорної геодезичної мережі; 2 – відбивачі на фасадах прилеглих будівель; 3 – пункти опорної геодезичної мережі; 4 – тахеометр, установлений на монтажному горизонті; 5 – тахеометри, що працюють з опорних пунктів.

Спочатку просторові координати відбивачів визначають за процедурою прямої лінійно-кутової засічки. Після цього на монтажному горизонті встановлюють тахеометр, і координати точки його стояння визначають за алгоритмом оберненої просторової засічки (рис. 1.10) [1].

На точність реалізації методу впливають такі групи похибок:

- ❖ похибки вихідних координат пунктів опорної мережі;
- ❖ похибки центрування тахеометра та відбивачів;
- ❖ похибки редукції спостережень до горизонтальної площини та приведення відстаней;
- ❖ похибки, пов'язані з конфігурацією самої засічки;

❖ похибки закріплення і фіксації пунктів на будівельних конструкціях.

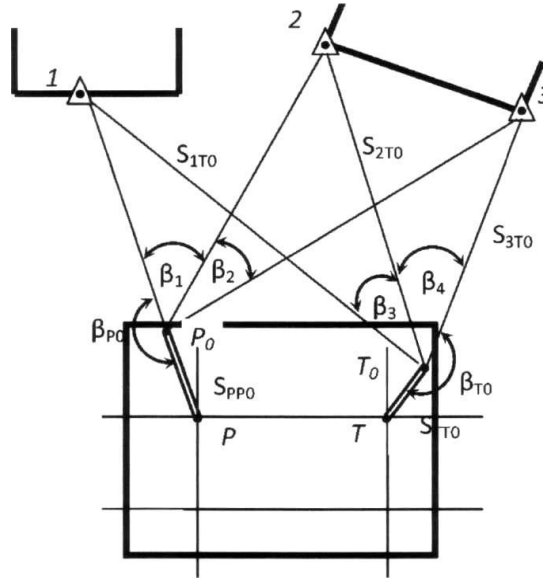


Рис. 1.10 Передача координат методом оберненої просторової лінійно-кутової засічки та редукування положення точок на монтажному горизонті (відбивачі 1–3).

Складні залежності між вихідними даними та геометрією засічки потребують застосування спеціалізованих програмних інструментів для визначення та аналізу похибок. Координати точки стояння тахеометра на монтажному горизонті визначають за формулами оберненої просторової лінійно-кутової засічки з урахуванням поправок на всі наведені джерела похибок.

$$m_T^2 = m_{ПЛК}^2 + m_{ОЛК}^2 \quad m_{ПЛК}^2 = m_{ПОЛ}^2 \cdot \sqrt{n} \quad (1.2)$$

де $m_{ОЛК}^2$ - середньоквадратична похибка оберненої лінійно-кутової засічки;
 $m_{ПЛК}^2$ - середньоквадратична похибка прямої лінійно-кутової засічки

Представимо $m_{ОЛК}^2$ у вигляді похибок вздовж кожної з осей:

$$m_{ОЛК}^2 = m_X^2 + m_Y^2 \quad (1.3)$$

Похибки вздовж осей можна записати в наступному вигляді [14]:

$$m_X^2 = 1/n \sqrt{m_S^2 (\cos^2 \alpha_1 + \cos^2 \alpha_n) + m_\beta^2 / \rho^2 (S_1^2 \times \sin^2 \alpha_1 + S_n^2 \times \sin^2 \alpha_n) + n \times m_{БЛЗ}^2} \quad (1.4)$$

$$m_Y^2 = 1/n \sqrt{m_S^2 (\sin^2 \alpha_1 + \sin^2 \alpha_n) + m_\beta^2 / \rho^2 (S_1^2 \times \cos^2 \alpha_1 + S_n^2 \times \cos^2 \alpha_n) + n \times m_{БЛЗ}^2} \quad (1.5)$$

$$\alpha_i = \alpha_{ij} - \arcsin S_j / S_{ij} \times \sin \beta \quad (1.6)$$

Застосування цього методу є доцільним починаючи з висоти споруди близько 100 метрів. Проте можливості використання лінійно-кутової засічки часто обмежуються наявністю навколо об'єкта вже зведених висотних будівель, що ускладнюють утворення оптимальної геометрії засічки. Крім того, у наведеному розрахунку не враховано власні коливання сусідніх споруд, на яких закріплено елементи геодезичної основи, що також може суттєво впливати на точність.

Метод вертикального проєктування, який нині є базовим способом передачі планових координат на монтажні горизонти, передбачає два варіанти його реалізації (рис. 1.11):

- ❖ **наскрізний метод**, коли проєктування виконують безпосередньо з вихідного горизонту на всі верхні рівні;
- ❖ **кроковий метод**, за якого координати передають послідовно: з вихідного горизонту — на перший монтажний рівень, з першого — на другий, і так далі.

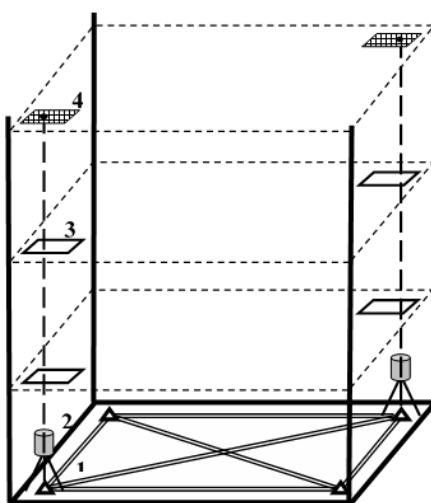


Рис. 1.11. Схема вертикального проєктування точок осевого закріплення з вихідного горизонту на монтажний: 1 – вихідні пункти геодезичної мережі; 2 – прилад вертикального проєктування; 3 – технологічні прорізи для передачі проєкції; 4 – реєстраційна палетка.

Такий підхід забезпечує необхідну точність у більшості випадків, проте потребує ретельного контролю похибок на кожному етапі передачі. У обох варіантах реалізації методики принцип роботи залишається однаковим. Зеніт-прилад центрують над вихідною точкою, а візирний пучок встановлюють у вертикальне положення за допомогою оптичного компенсатора або високоточних

рівнів. На монтажному горизонті будівельних робіт переміщують прозору палетку із квадратною сіткою, по якій виконують відліки для визначення положення проекції вертикальної оптичної осі зеніт-приладу.

Точність методу вертикального проектування залежить від характеристик зеніт-приладу, обраного способу проектування та значною мірою від впливу зовнішніх умов, зокрема атмосферної рефракції.

$$m_s = \pm(1-3 \text{ мм} + 1-2 \text{ мм/км}) \quad (1.7)$$

$$m_\beta = \pm 0.5'' - 5'' \quad (1.8)$$

$$m_P = \sqrt{(\partial X / \partial s \cdot m_s)^2 + (\partial X / \partial \beta \cdot m_\beta)^2 + (\partial X / \partial \alpha \cdot m_\alpha)^2} \quad (1.9)$$

Виконаємо графічне відображення у вигляді кривої (рис. 1.12), що показує залежність похибок визначення координат від висоти споруди. З отриманих даних можна зробити висновок про неможливість виконання геодезичного забезпечення висотної споруди висотою понад 160 метрів жодним із наведених класичних методів.

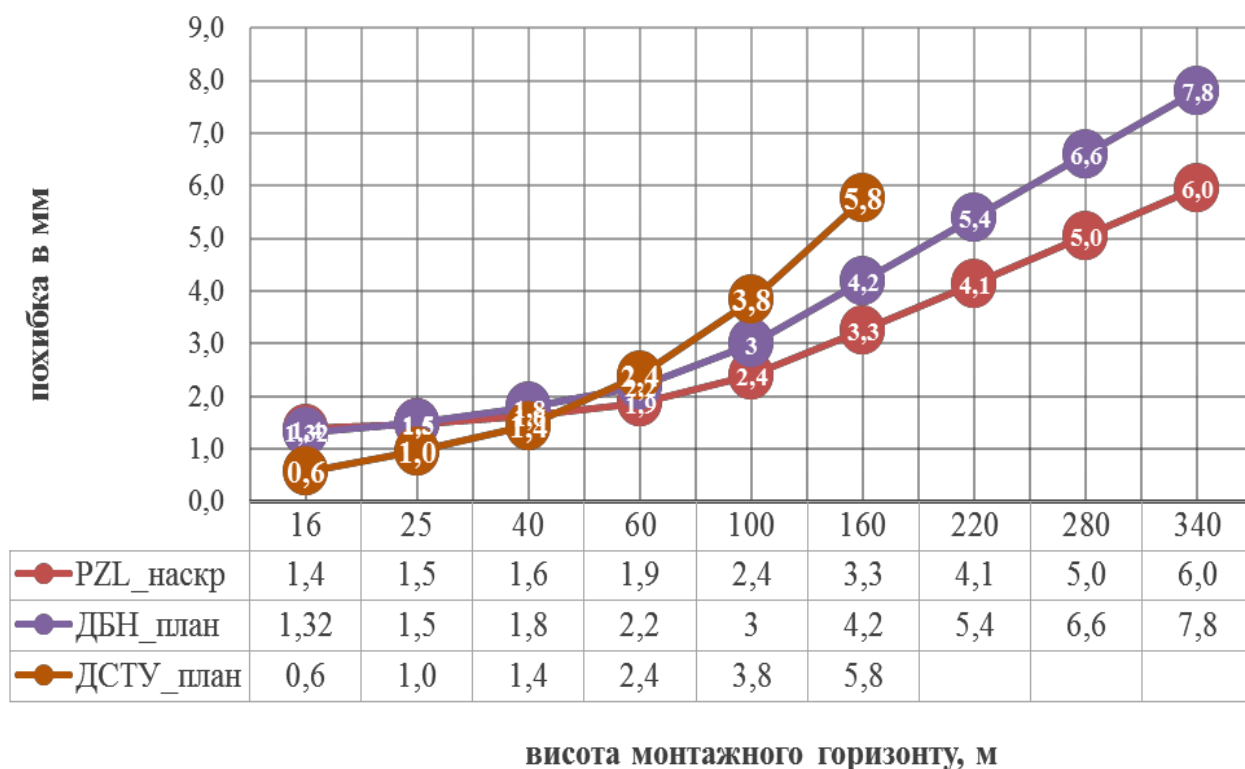


Рис. 1.12. СКП передачі осей на монтажний горизонт методом наскрізного вертикального проектування.

Передача висотних координат на монтажний горизонт у висотному будівництві реалізується методами геометричного та тригонометричного нівелювання.

Тригонометричне нівелювання. Використання електронного тахеометра (ЕТ) дозволяє одночасно з передачею планових координат визначати висоти марок за тригонометричною методикою. Цей підхід скорочує обсяг додаткових вимірювань та підвищує швидкість робіт у порівнянні з традиційними методами. ЕТ розміщують на відстані приблизно 1,5 висоти споруди; при відстанях понад 50 м точність визначення висоти знижується через вплив вертикальної рефракції, що обмежує застосування методу для будівель висотою до 40 м (рис. 1.13). Передача відміток здійснюється від будівельного нуля, який визначає основну горизонтальну площину, забезпечуючи узгодженість висотних параметрів на всіх етапах зведення споруди.

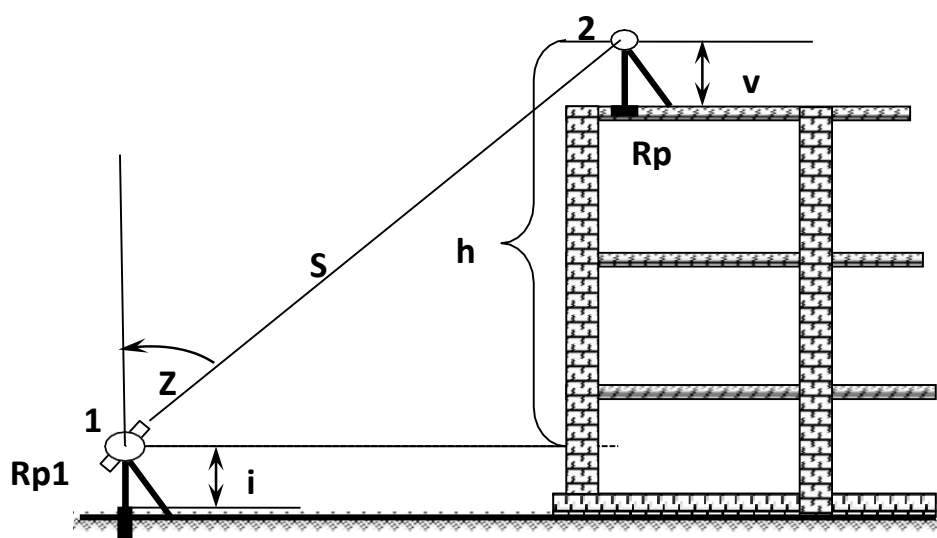


Рис. 1.13. Передача відмітки методом тригонометричного нівелювання: 1 – електронний тахеометр; 2 – відбивач; S – виміряна похила відстань; Z – зенітна відстань; h – визначуване перевищення; i – висота встановлення тахеометра над вихідним репером R_{p1} ; v – висота центру відбивача.

Перед передачею нульову відмітку перевіряють з пунктів робочої опорної мережі. Перед початком висотної передачі додатково контролюють правильність та стабільність нульової позначки, використовуючи найближчі точки

робочої геодезичної мережі, що дозволяє своєчасно виявити можливі зсуви або деформації в базовій висотній основі.

Передачу відміток на поверхи проводять тільки від нульової відмітки. Висотні позначки на кожен монтажний горизонт передають виключно від будівельного нуля, що гарантує незмінність системи відліку та запобігає накопиченню систематичних похибок між поверхами.

Передача відміток від робочих реперів на будівельному майданчику спотворює вертикальні розміри між поверхами будівлі через її осідання. Використання тимчасових або робочих реперів, розташованих безпосередньо на будівельному майданчику, призводить до викривлення вертикальних розмірів між конструктивними рівнями, оскільки ці точки можуть осідати разом із ґрунтом та несучими елементами споруди.

Поправку на осідання будівлі не вводять, оскільки разом із будівлею осідають нульова відмітка та монтажні реperi. Коригування на можливі осідання зазвичай не виконують, адже нульова позначка та закладені монтажні реperi зазнають однакових осідань зі спорудою, зберігаючи при цьому відносну стабільність між собою.

Метод можна використовувати при великій висотності споруди, але необхідна наявність значної не забудованої території навколо споруджуваного висотного будинку, що не дає можливості реалізувати такий метод в умовах щільної міської забудови. Тригонометричний спосіб передавання висот ефективний при спорудженні будівель значної висоти, однак його застосування вимагає відкритого простору для встановлення тахеометра на великих базових відстанях. У щільній міській забудові це часто неможливо через обмеженість огляду та численні перешкоди, що знижують точність вимірювань.

Геометричне нівелювання виконується із застосуванням двох нівелірів і високомірної компарованої сталеві рулетки, що забезпечує можливість передавання висотних позначок між горизонтами з високою точністю.

На вихідному й монтажному горизонтах установлюють нівеліри (можна переносити один нівелір). При виконанні робіт нівеліри розміщують як на

вихідному, так і на монтажному рівнях; за необхідності допускається поетапне переміщення одного нівеліра, хоча використання двох приладів підвищує продуктивність і точність робіт.

На реперах, між якими передаються позначки, установлюють рейки. На робочих реперах закріплюють нівелірні рейки, які слугують основними вимірювальними елементами для визначення різниць перевищень між вихідним та монтажним горизонтами. Беруть відліки a й b по рейках й відліки l_1 и l_2 по підвішеній рулетці. Проводять спостереження: знімають відліки a та b за рейками, а також фіксують значення l_1 та l_2 за підвішеною рулеткою, що дозволяє побудувати геометричну схему передавання висоти.

Різницю відліків $l = l_2 - l_1$ необхідно виправити поправками за компарування й температуру. Отриману різницю відліків $l = l_2 - l_1$ коригують відповідно до поправок за компарування та температурне розширення металу рулетки, що є обов'язковим для забезпечення нормативної точності нівелювання на значних висотах.

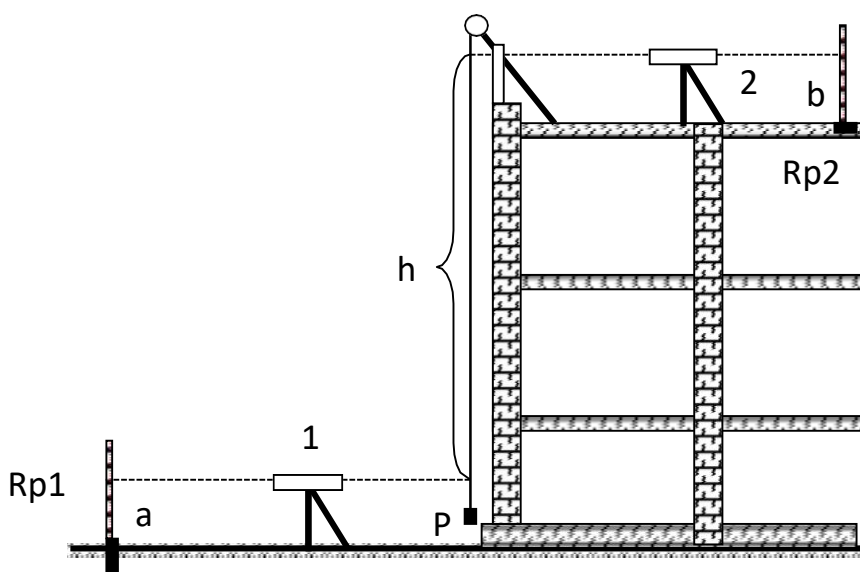


Рис. 1.14. Схематичне відображення процедури геометричного нівелювання при передачі відмітки на монтажний горизонт: 1, 2 — нівеліри на базовому та монтажному рівнях; a , b — відліки по нівелірній рейці; h — виміряна відстань по рулетці; P — вантаж для стабілізації рейки.

Аналіз методів передачі координат на монтажний горизонт. Аналіз існуючих методів передачі координат на монтажний горизонт свідчить, що серед

традиційних способів геометричне нівелювання забезпечує найвищу точність. У той же час застосування тригонометричного нівелювання обмежене технологічними факторами та накопиченням похибок при великих висотах, що робить його непридатним для споруд вище приблизно 100 м. Використання геометричного нівелювання призводить до поділу єдиної просторової геодезичної мережі об'єкта на дві підсистеми — планову та висотну, що може знижувати узгодженість просторового розташування конструктивних елементів споруди.

З огляду на це виникає необхідність у впровадженні сучасних уніфікованих підходів до геодезичного забезпечення, що базуються на інноваційних технічних засобах та дозволяють гарантувати необхідну точність для будь-яких конструктивних рішень і технологічних схем. Такі методи повинні інтегрувати планові та висотні вимірювання в єдину тривимірну систему координат, що підвищує точність визначення просторової геодезичної фігури споруди.

Аналіз методів розмічувальних робіт.

1. Метод полярної засічки. Координати точки (К) визначають шляхом вимірювання горизонтального кута (β_1) та відкладання похилої або горизонтальної лінії (S_1), після чого розв'язують пряму геодезичну задачу. Метод особливо ефективний на великих відстанях, оскільки збільшення бази зменшує відносну кутову похибку та стабілізує результат.

2. Метод лінійної засічки. Положення точки (К) визначають як перетин проєктних відстаней (S_1) та (S_2), відкладених від вихідних пунктів (А) та (В). Для цього використовують дві рулетки: від точки (А) відкладають (S_1), від точки (В) — (S_2). Метод не забезпечує нормативну точність на відстанях до 40 м, що обмежує його практичне застосування на монтажних горизонтах.

3. Метод прямої кутової засічки. Точка (К) визначається відкладанням на вихідних пунктах (А) і (В) проєктних кутів (β_1) і (β_2). Базисом може слугувати як спеціально обмірювана сторона, так і елемент існуючої розмічувальної мережі. Кути визначають як різницю дирекційних кутів відповідних сторін. Метод дозволяє виконувати роботи на будь-яких відстанях при дотриманні вимог ДБН та ДСТУ.

4. Метод прямокутних координат. Точку (N) переносять у натуру побудовою перпендикуляра від проміжної точки (M), відкладеної на створі лінії (AB). Вихідні дані: координати (A), (B) та проєктні координати (M), (N) або креслення з прив'язкою до лінії (AB). Метод простий, відтворюваний і відповідає нормам ДБН та ДСТУ.

5. Метод оберненої кутової засічки. Положення точки визначають шляхом вимірювання напрямків на кілька пунктів із відомими координатами. Після обчислення координат місця встановлення приладу проводять винесення проєктних точок за полярними координатами. Використовується, коли обмежена кількість базових ліній.

6. Комбінована засічка. Поєднує вимірювання кутів і ліній на пункти з відомими координатами. Така схема підвищує точність і стійкість розв'язання, після чого виконується розмічування елементів методом полярних координат. Використовується при обмеженому огляді або недостатній кількості вихідних пунктів.

Порівняльний аналіз точності методів.

Розрахунки, узагальнені у таблиці 1.5, дозволяють оцінити ефективність методів для конкретних умов монтажного горизонту.

- **Короткі відстані (5–10 м):** переважають похибки встановлення приладів та відбивачів.
- **Середні відстані (20–40 м):** домінують кутові похибки тахеометра.
- **Великі відстані (40–60 м):** похибка зростає майже лінійно, особливо для кутових та лінійних засічок.

Комбіновані методи зазвичай точніші завдяки надлишковим вимірам. Лінійна засічка демонструє найбільше накопичення похибок і практично не застосовується для точного розмічування.

Зіставлення результатів розрахунків точності розмічувальних робіт із нормативними вимогами ДБН та ДСТУ демонструє перевагу методів, що поєднують вимірювання ліній і кутів, а також багаторазові кутові засічки

Порівняння методів виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті

Метод розмічування	Принцип виконання	Переваги	Недоліки / обмеження	Відповідність ДБН/ДСТУ	Рекомендоване застосування	Середня точність розмічування, мм
Полярна засічка	Вимірюється кут β_1 і відстань S_1 , координати точки визначають прямою задачею	Висока точність на великих відстанях; зручність виконання при обмеженій доступності точки	Зниження точності на малих відстанях; залежність від якості вимірювання кута	Так (за умови дотримання точності вимірювань)	Об'єкти з великими базовими відстанями до точки виносу	2–3 мм
Лінійна засічка	Положення визначається перетином відстаней S_1 та S_2 від точок А і В	Проста реалізація; не потребує складних приладів	Не відповідає ДСТУ для відстаней до 40 м; значні похибки при неточному відкладанні	Частково; не відповідає ДСТУ у найбільш поширеному діапазоні відстаней	Допоміжні роботи, коли доступна велика база і точність не критична	3–5 мм
Пряма кутова засічка	Відкладаються проєктні кути β_1 і β_2 з точок А і В	Висока точність; універсальність; можливість використання при будь-яких довжинах ліній	Потрібне забезпечення стабільного базису; підвищені вимоги до точності вимірювання кутів	Повністю відповідає ДБН та ДСТУ	Розмічування будь-якої складності на всіх монтажних горизонтах	2 мм
Метод прямокутних координат	Від точки А відкладають відрізок АМ, з М будують перпендикуляр до точки N	Простий, надійний, легко відтворюваний; не потребує спеціальних інструментів	Необхідні точні координати пунктів; можливі похибки при побудові перпендикуляра	Повністю відповідає ДБН та ДСТУ	Монтажні горизонти, розмічування елементів каркасних споруд	2–3 мм
Обернена кутова засічка	Вимірюються напрямки на пункти з відомими координатами	Дає координати точки установки приладу у складних умовах; гнучкість застосування	Потрібно не менше трьох видимих пунктів; похибки залежні від геометрії засічки	Відповідає нормативам за умови правильної схеми засічки	Умови обмеженого огляду, роботи у щільній забудові	3–4 мм
Комбінована засічка	Вимірюють і кути, і довжини на вихідні пункти	Найбільш висока точність; підвищена стійкість розрахунків	Складність реалізації; потребує якісного приладового забезпечення	Повністю відповідає ДБН та ДСТУ	Висотне будівництво, розмічування відповідальних елементів	1–2 мм

1.3 Пріоритетні напрями удосконалення геодезичного супроводу будівництва висотних споруд

Проблематика висотного будівництва залишається актуальною, що стимулює постійне вдосконалення існуючих та розробку нових методів геодезичного забезпечення. Значна увага приділяється дослідженням баштових споруд, де виокремлено ключові складнощі, характерні для висотного будівництва. Значна кількість робіт присвячена формуванню планової геодезичної основи на монтажному горизонті [1, 14, 17], проте більшість методик спираються на класичні підходи, а практичні рекомендації щодо застосування GNSS-технологій залишаються обмеженими.

Варто відзначити публікації, що оцінюють точність геодезичних робіт під час зведення висотних об'єктів [14, 18, 19]. Однією з перших фундаментальних праць є дослідження Parkinson B.W. [20], де розглянуто принципи роботи супутникових систем визначення місцеположення. Проте воно охоплює здебільшого GPS-позиціонування й не заглиблюється в інженерно-геодезичні аспекти.

Перспективи застосування GNSS у інженерній геодезії вперше були висвітлені в роботі [1], де наведено класифікацію супутникових систем, структуру приймачів та загальні напрями використання, включно зі спостереженнями за деформаціями земної поверхні. Однак дослідження лише окреслює потенціал технології, без розробки практичних методик.

Робота [15] аналізує використання GNSS у висотному будівництві, можливі схеми спостережень і теоретичну точність, проте не розглядає детально проблеми та способи їх подолання для створення комплексної методики. У статті [16] приділено увагу застосуванню GNSS для контролю вертикальності споруди, залишаючи поза увагою інші критично важливі аспекти. У роботі [21] розглянуто поєднання супутникових і наземних систем координат, але за умов переважного використання локальних систем виникає потреба в універсальному методі інтеграції цих систем.

Сучасні високоточні GNSS-приймачі дозволяють реалізувати передачу координат на монтажний горизонт супутниковими методами. Для цього координати пунктів внутрішньої геодезичної мережі визначають одночасно в локальній та глобальній системах координат, що дає змогу обчислити параметри переходу між ними. Далі на визначених точках встановлюють пару GNSS-приймачів для визначення бази (рис. 1.15), а третій приймач дозволяє отримувати координати будь-якої точки на монтажному горизонті.

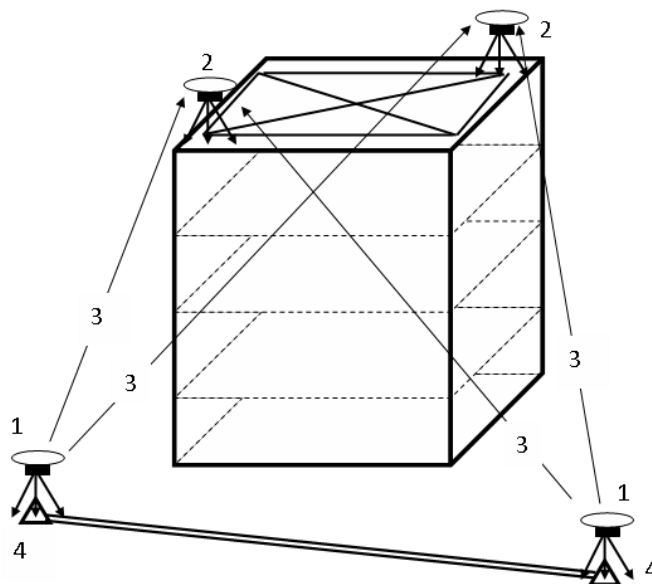


Рис. 1.15 Передача просторових координат методом GNSS-спостережень: 1 - GNSS-приймачі на пунктах опорної геодезичної мережі; 2 - GNSS-приймачі на монтажному горизонті; 3 - передача диференційних поправок на пункти монтажного горизонту; 4 - пункти опорної геодезичної мережі.

Отримані координати точок на монтажному горизонті можуть бути або редуковані до пунктів внутрішньої геодезичної мережі, або використані безпосередньо для планування та розпланування об'єкта. В останні роки застосування GNSS-приймачів у інженерній геодезії набуває все більшого поширення, особливо при зведенні висотних споруд понад 100 м, де класичні методи не забезпечують необхідної точності.

Технології супутникового позиціонування були успішно використані, наприклад, під час будівництва хмарочоса Burj Dubai, де GNSS-приймачі застосовувалися для передачі координат на монтажний горизонт та виконання розмічувальних робіт.

Переваги GNSS-технологій у порівнянні з традиційними методами включають:

- незалежність точності визначення координат від висоти споруди, що дозволяє підтримувати необхідний рівень точності на всіх поверхах без накопичення похибок;
- можливість безперервного контролю та моніторингу просторового положення конструкції.

Разом із цим, на точність визначення координат впливають такі фактори:

- атмосферні та іоносферні умови;
- геометрія супутникової конфігурації;
- відсутність перешкод поблизу антени;
- кручення та нахил споруди під дією сонячної радіації та вітрових навантажень.

Особливо критичним є вплив нахилу конструкції: якщо не враховувати деформації від радіаційних та вітрових навантажень, GNSS-приймач, встановлений на монтажному горизонті, залишатиметься у горизонтальному положенні, тоді як сам горизонт може бути нахиленим. Це призводить до зміщення внутрішньої геодезичної основи та порушення геометрії виконуваних робіт.

Для компенсації цих ефектів під час застосування GNSS-методів виконують паралельні спостереження приладами контролю відхилення споруди від проєктного положення. За результатами спільної обробки даних до координат точок на монтажному горизонті вводять відповідні поправки. Для більш точного контролю рекомендується встановлювати інклінометри через певну кількість поверхів, що дозволяє фіксувати відхилення споруди від вертикалі.

Сучасні GNSS-приймачі забезпечують високі показники точності визначення координат пунктів, що дозволяє використовувати їх для планових і висотних розмічувальних робіт на монтажному горизонті з високою надійністю та ефективністю.



Рис. 1.17. Точність передачі планових координат та точність передачі відмітки (GPS)

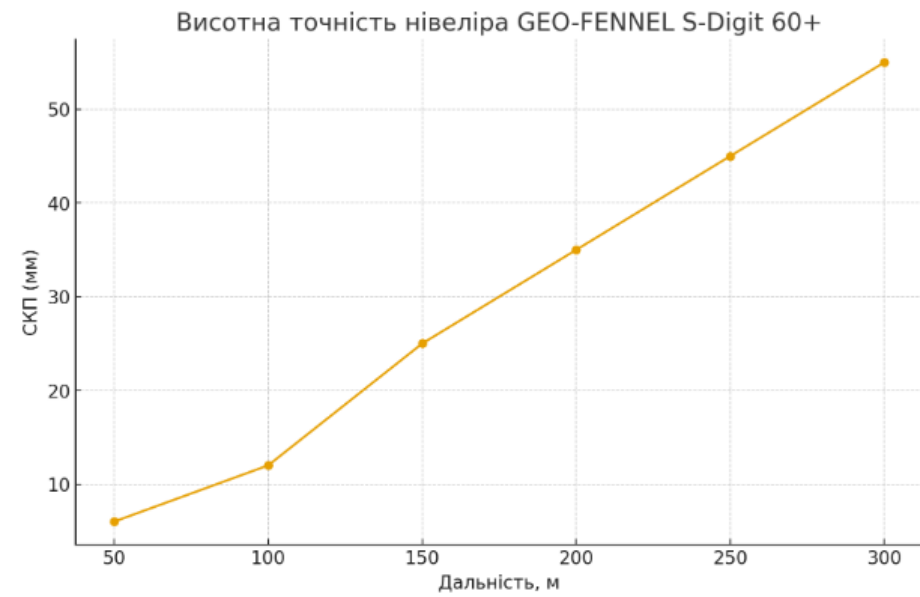
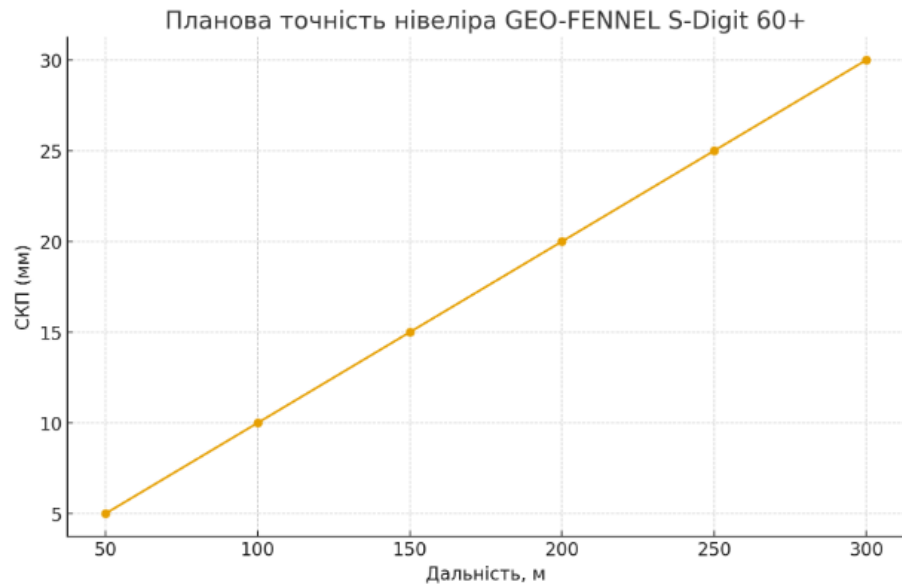


Рис. 1.18 Графік планової та висотної точності нівеліра **GEO-FENNEL S-Digit 60+**.

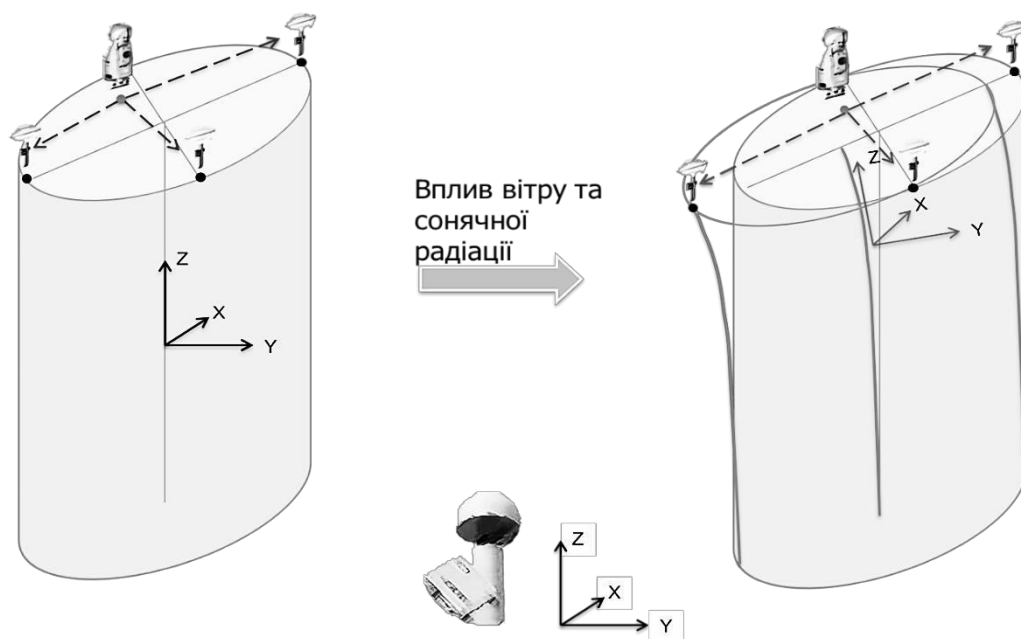


Рис. 1.16 Загальний вигляд зміщення монтажної горизонтальної при нахилі споруди

Підсумовуючи даний огляд можна зробити висновок, що в світі впроваджується перспективна геодезична технологія для забезпечення висотного будівництва, що значною мірою заміняє велику кількість існуючих на сьогодні методів та технологій. Це підтверджує необхідність та доцільність впровадження методів геодезичного забезпечення на основі застосування GNSS – технологій.

2 ОПРАЦЮВАННЯ МЕТОДИКИ ТА ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ЩОДО ПЕРЕДАЧІ КООРДИНАТ НА МОНТАЖНИЙ ГОРИЗОНТ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ СУПУТНИКОВИХ МЕТОДІВ

2.1 Координатні системи, що забезпечують геодезичний супровід будівництва

Системи координат, що застосовуються під час будівництва, мають бути визначені вже на стартовому етапі реалізації проєкту та обов'язково відображені в проєкті організації й виконання геодезичних робіт. Прив'язування конструктивних елементів будівлі або споруди повинно виконуватися відносно осей, установлених у будівельній системі координат, яка прийнята як базова для конкретного об'єкта.

За використання традиційних геодезичних методів на будівельному майданчику спочатку формують локальну геодезичну мережу, після чого виконують її ув'язку з міською висотною мережею. Наступним етапом є визначення параметрів трансформації між плановими складовими локальної та міської геодезичних мереж, що дає змогу отримати координати червоних ліній забудови в локальній системі координат [17].

За умови впровадження GNSS-технологій необхідно точно знати алгоритм переходу від супутникових систем координат до локальної системи координат будівельного майданчика. У сучасному висотному будівництві при застосуванні GNSS можливі два основних підходи:

1. Визначення параметрів трансформації між GNSS-системою та місцевою геодезичною системою координат.
2. Визначення параметрів трансформації між GNSS-системою та локальною системою координат після попередньої передачі висот від міської висотної мережі.

У зв'язку з цим постає потреба коректного врахування відмінностей між відліковими поверхнями та різними типами координатних систем, що

використовуються в процесі геодезичного забезпечення. Супутникові вимірювання виконуються у глобальній системі WGS-84, еліпсоїд якої узгоджений із геоцентричною системою координат ITRF (центр у центрі мас Землі, вісь Z орієнтована на Північний полюс, площина XOZ проходить через Грінвічський меридіан).

На будівельному майданчику геодезичні роботи традиційно ведуть у місцевій прямокутній системі координат (x, y, H), яку надалі узгоджують із міською системою координат, що спирається на референц-еліпсоїд Красовського.

Для цілісного розуміння відмінностей між чотирма ключовими системами координат, з якими працюють під час геодезичного забезпечення із застосуванням GNSS-технологій, в табл. 2.1 подано розгорнуті пояснення.

Табл. 2.1

Властивості систем координат

Назва системи координат	Властивості
Загальна міська система координат	Прямокутна система координат у проєкції Гаусса – Крюгера Використання визначеного осьового меридіана Балтійська система висот (нормальні висоти) Н
Українська Системи Координат (УСК-2000)	Геоцентрична система координат ITRF-2000 Відлікова поверхня – еліпсоїд Красовського Геодезичні висоти Н ₀
Супутникова система координат WGS-84	Геоцентрична система координат ITRF-2000 Відлікова поверхня – еліпсоїд WGS-84 Геодезичні висоти Н ₀
Локальна будівельна система координат	Прямокутна Декартова система координат Балтійська система висот (Н) Початок координат зміщено в нуль будівельного майданчика

Перехід від GNSS до локальної системи координат. У процесі впровадження GNSS-технологій на будівельному майданчику однією з першочергових умов є наявність чітко визначеного алгоритму переходу від глобальних супутникових систем координат до локальної геодезичної системи, яка використовується для виконання розбивних робіт, контролю геометричних параметрів об'єкта та забезпечення точності монтажу конструкцій.

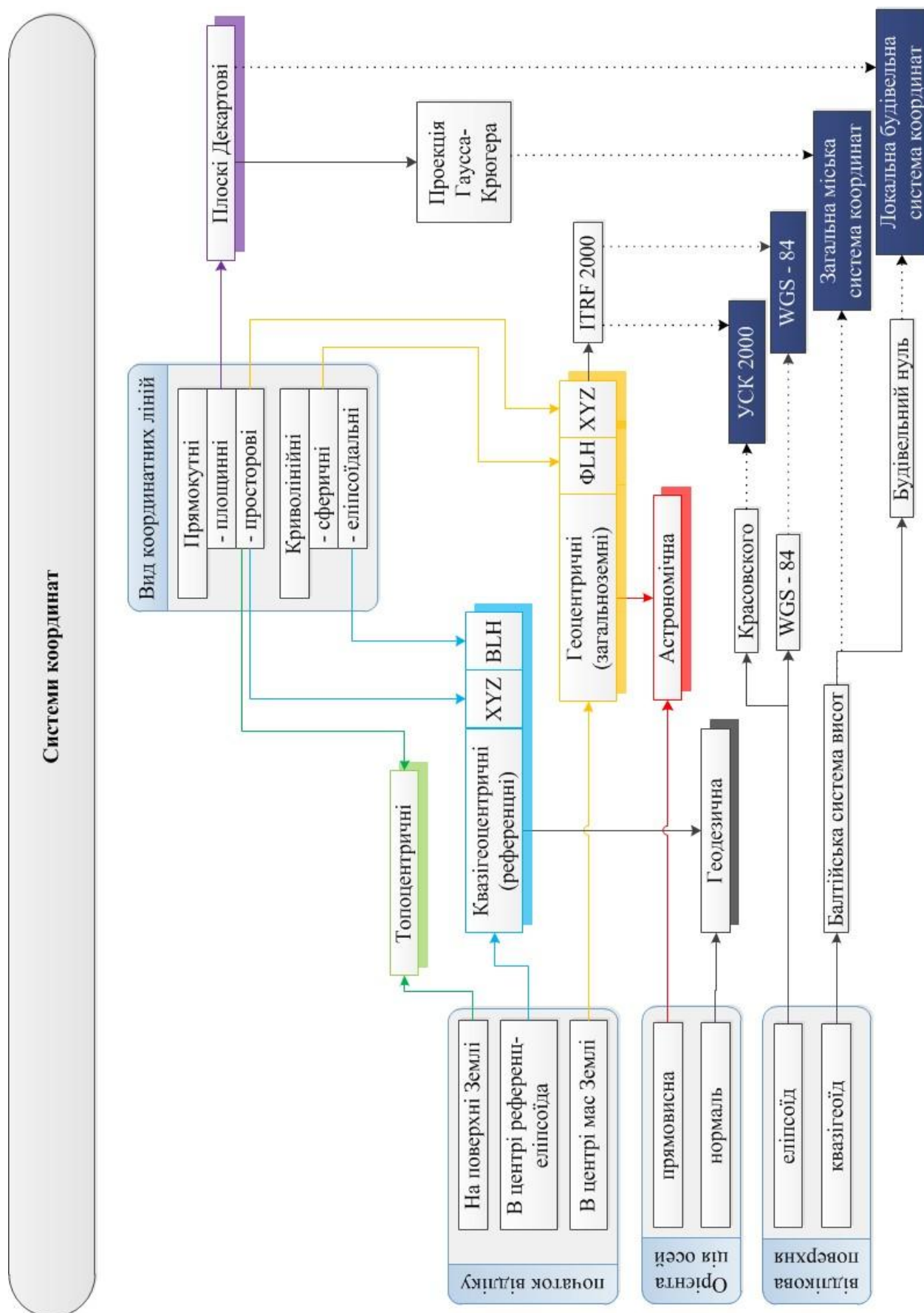


Рис. 2.1 Взаємозв'язок між система координат

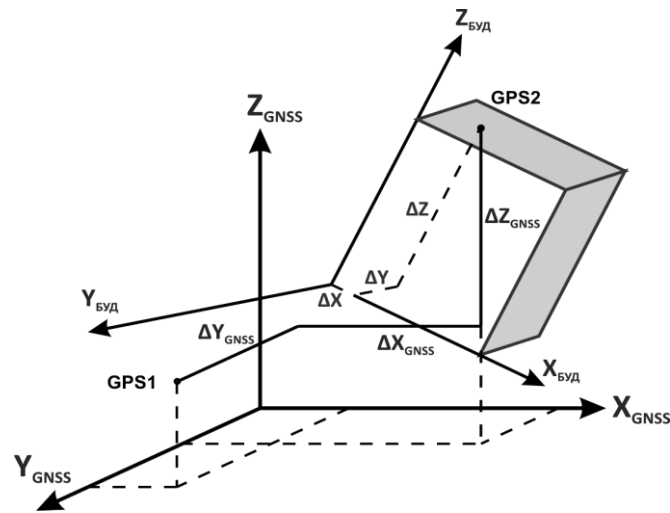


Рис. 2.2 Взаємне відображення будівельної та GNSS систем координат

Основні позначення (рис. 1.16) GNSS — система координат інженерно-геодезичної мережі, сформованої засобами GNSS; БУД — локальна будівельна система координат; ΔX_GNSS , ΔY_GNSS , ΔZ_GNSS — прирости координат точки на монтажному горизонті у супутниковій системі; ΔX , ΔY , ΔZ — прирости координат у будівельній системі.

Методи перетворення координат

1. Застосування опублікованих параметрів трансформації: використовуються офіційні параметри від державних геодезичних служб або виробників GNSS.

2. Визначення параметрів трансформації через точки з відомими координатами в обох системах: використання точок-«вузлів» для розрахунку параметрів трансформації методом найменших квадратів.

Реалізація перетворень може виконуватися: у ПЗ виробників GNSS; за допомогою спеціалізованих геоінформаційних програм; у MATLAB, Python або іншому математичному середовищі. Формули трансформації (Гельмерта):

$$X' = t_x + (1 + m) * X + r_z * Y - r_y * Z$$

$$Y' = t_y + (1 + m) * Y + r_x * Z - r_z * X$$

$$Z' = t_z + (1 + m) * Z + r_y * X - r_x * Y$$

де: - t_x, t_y, t_z — трансляційні параметри; - r_x, r_y, r_z — параметри обертання; - m — масштабний коефіцієнт; - X, Y, Z — координати точки у вихідній системі.

еліпсоїда WGS-84. Проте для точного визначення висот необхідно враховувати розбіжність відлікових поверхонь між GNSS- і класичними методами геодезії.

Використовуються такі позначення: **H_G** — геодезична висота (відстань від точки на поверхні по нормалі до еліпсоїда); **N** — геоїдальна складова висоти (від еліпсоїда до квазігеоїда); **H_г** — гіпсометрична висота (від точки на поверхні до квазігеоїда); **H_g** — ортометрична висота (відстань по прямовисній лінії від точки до геоїда); **H** — нормальна висота (аналог гіпсометричної).

З огляду на невелику площу будівельного майданчика, поверхні квазігеоїда та еліпсоїда можна вважати практично плоскими, а їхнє взаємне розташування — збігаючим.

Врахування ухилення прямовисних ліній. Значення ухилення прямовисних ліній на будівельному майданчику можна визначити такими методами:

1. Проведення гравіметричної зйомки території;
2. Використання математичної моделі геоїда **EGM-2008**;
3. Локальні спостереження.

Гравіметрична зйомка застосовується переважно для унікальних або складних об'єктів, оскільки потребує дорогого обладнання та висококваліфікованого персоналу.

Математична модель **EGM-2008** забезпечує достатню точність на великих територіях. Вона містить коефіцієнти сферичних гармонік та розраховані аномалії геоїда з роздільною здатністю $1' \times 1'$ для Європи та $2,5' \times 2,5'$ для інших регіонів, включаючи Україну.

Найбільш практичним підходом для невеликого будівельного майданчика є використання локальних спостережень:

- Створюють зовнішню геодезичну основу методами GNSS із визначенням геодезичних висот **H_G**;
- Передають висоти **H_г** від пунктів нівелірної мережі методом геометричного або тригонометричного нівелювання;

- За даними H_γ та H_G будують поверхні квазігеоїда та референц-еліпсоїда;
- Методом лінійної інтерполяції формують поле поправок, яке в точках спостереження дорівнює різниці $H_\gamma - H_G$;
- Отриману модель поправок завантажують у GNSS-обладнання, що дозволяє в подальших спостереженнях отримувати координати в системі нормальних висот.

2.2 Класифікація ключових факторів, що впливають на точність і надійність передачі координат на монтажний горизонт з використанням GNSS-технологій

При плануванні GNSS-спостережень слід враховувати такі ключові аспекти:

1. Визначення необхідної точності виконання геодезичних робіт – встановлення допустимих похибок для конкретного об'єкта будівництва.
2. Вплив факторів на точність позиціонування та передачу координат на монтажний горизонт, зокрема:
 - ❖ затримки сигналу в іоносфері та тропосфері;
 - ❖ ефект багатошляховості сигналу;
 - ❖ геометричний фактор (PDOP, HDOP, VDOP);
 - ❖ розташування GNSS-приймача та характеристика видимості супутників.
3. Вибір принципу позиціонування – абсолютне чи відносне, статичне чи динамічне, залежно від характеру робіт і точності, що потрібна.
4. Визначення методу перетворення систем координат, який забезпечує узгодження результатів спостережень з локальною будівельною системою.
5. Оптимізація вибору технічного забезпечення, включаючи GNSS-приймачі, контролери та програмне забезпечення для обробки даних.

Фактори, які визначають точність і якість передачі координат на монтажний горизонт супутниковими методами, можна розділити на дві групи:

1. Вплив на точність визначення відстані:

✚ похибки, викликані навколишнім середовищем (атмосфера, перепони, мультиплексування сигналу);

✚ похибки GNSS-приймача та вимірювальної апаратури;

✚ похибки, обумовлені геометрією мережі та конфігурацією супутникових сузір'їв.

2. Вплив на точність обчислення координат точок:

✚ похибки методу перетворення систем координат;

✚ похибки вихідних даних (неточність опорної мережі, невірні координати базових пунктів).

Формула загальної похибки GNSS. Загальна похибка визначення координат методом GNSS може бути виражена як:

$$\sigma_{XYZ} = \sqrt{\sigma_{range}^2 + \sigma_{geom}^2 + \sigma_{proc}^2 + \sigma_{coord}^2}$$

де: σ_{range} – похибка визначення відстані до супутника;

σ_{geom} – похибка, обумовлена геометрією супутникової конфігурації;

σ_{proc} – похибка обробки сигналу та обчислень;

σ_{coord} – похибка перетворення систем координат і вихідних даних.

Загальна похибка визначення координат методом GNSS складається з кількох основних складових:

1. Похибка визначення відстані σ_{range} включає вплив:

Атмосферні затримки: іоносфера та тропосфера

$$\sigma_{range} = \sqrt{\sigma_{atm}^2 + \sigma_{mp}^2 + \sigma_{rec}^2}$$

σ_{atm} — похибка через іоносферу та тропосферу; σ_{mp} — похибка багатопляховості; σ_{rec} — похибка обладнання приймача.

Багатопляховість сигналу (multipath): $\sigma_{mp} = A \sin(\Theta)$

де (A) — амплітуда відбитого сигналу, (Θ) — кут падіння сигналу.

Похибка обладнання приймача: $\sigma_{rec} = \sqrt{\sigma_{clock}^2 + \sigma_{thermal}^2}$

де (σ_{clock}) — похибка годинника приймача, ($\sigma_{thermal}$) — шум приймача.

2. Похибка, обумовлена геометрією мережі (σ_{geom}). Використовується так званий **геометричний фактор PDOP** (Position Dilution of Precision):

$$\sigma_{geom} = PDOP \times \sigma_{range}$$

де PDOP — числовий показник “розсіяності” супутників, який впливає на точність трьох координат (X, Y, Z).

Подібно визначаються складові HDOP і VDOP для горизонтальної та вертикальної точності:

$$\sigma_X = HDOP \times \sigma_{range} \quad \sigma_Y = HDOP \times \sigma_{range} \quad \sigma_Z = VDOP \times \sigma_{range}$$

3. Похибка обробки сигналу (σ_{proc}). Ця складова включає: алгоритмічні похибки обробки GNSS-даних; шум обчислень диференціальних методів (RTK, DGPS); затримки, пов’язані з інтерполяцією координат базових станцій.

$$\sigma_{proc} = \sqrt{\sigma_{filter}^2 + \sigma_{interpolation}^2 + \sigma_{RTK}^2}$$

4. Похибка перетворення систем координат (σ_{coord})

$$\sigma_{coord} = \sqrt{\sigma_{translation}^2 + \sigma_{rotation}^2 + \sigma_{scale}^2}$$

Виникає при переході від GNSS-системи WGS-84 до локальної системи координат будівельного майданчика: де ($\sigma_{translation}$) — похибка трансляції; ($\sigma_{rotation}$) — похибка повороту системи; (σ_{scale}) — похибка масштабного коефіцієнта.

Об’єднуючи всі складові, отримуємо більш детальну формулу загальної похибки визначення координат GNSS:

$$\sigma_{XYZ} = \sqrt{\underbrace{\sigma_{atm}^2 + \sigma_{mp}^2 + \sigma_{rec}^2}_{\text{похибка відстані}} + \underbrace{(PDOP \times \sigma_{range})^2}_{\text{геометрія мережі}} + \underbrace{\sigma_{filter}^2 + \sigma_{interpolation}^2 + \sigma_{RTK}^2}_{\text{обробка сигналу}} + \underbrace{\sigma_{translation}^2 + \sigma_{rotation}^2 + \sigma_{scale}^2}_{\text{перетворення системи координат}}}$$

2.3 Методика оцінювання очікуваної точності спостережень під час передавання координат і відміток супутниковими методами на монтажний горизонт.

Перед використанням супутникових технологій (GNSS/RTK, мережа постійно діючих станцій, статичні та швидкостатичні спостереження) для передачі координат і висот на монтажний горизонт необхідно виконати попередню оцінку очікуваної точності. Це забезпечує можливість визначити ефективність конкретного методу для потреб висотного будівництва та порівняти прогнозовані показники з нормативами ДБН і ДСТУ. Зовнішня геодезична мережа формується на основі пунктів міської геодезичної мережі та даних перманентних GNSS-станцій у місцевій системі координат.

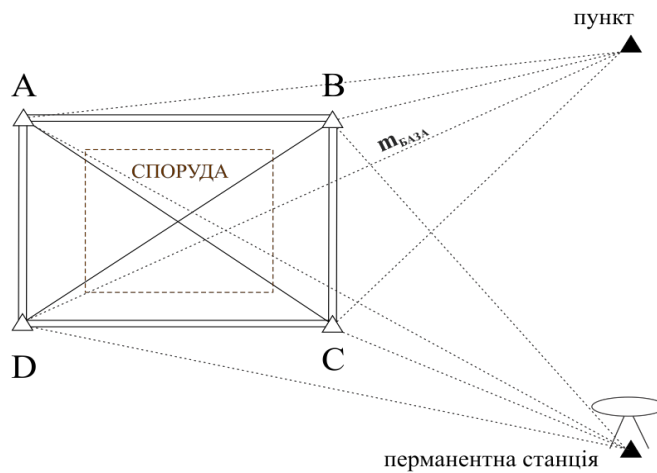


Рис. 2.4 Схема зовнішньої ГМ

За умови, що точність пунктів планової міської геодезичної мережі становить $m_{\text{ориг}} = 20$ мм, очікувана похибка визначення абсолютного положення пункту, отриманого за результатами спостережень із двох вихідних пунктів, дорівнюватиме:

$$m_{\text{ZOVN}}^2 = \frac{m_{\text{BAZA}}^2 + m_{\text{OPOR}_1}^2 + m_{\text{BAAZ}_2}^2 + m_{\text{OPOR}_2}^2}{2}$$

де, $m_{\text{BAAZ}_2}^2 = 3 + 2 \cdot S = 5$ мм

За таких параметрів точність визначення координат пунктів зовнішньої геодезичної мережі фактично дорівнює точності міської геодезичної основи.

Передавання висот на пункти зовнішньої мережі здійснюється від реперів міської нівелірної мережі шляхом геометричного нівелювання. Створена геодезична мережа є базою для винесення головних та основних осей споруди з допустимою точністю 20 мм. Відносна похибка мережі має бути не більшою ніж 1:10000, тому для міських умов отримаємо:

$$m_{VZ} = 10 \text{ мм}; \quad m_{ZOVN} = \frac{m_{VZ}}{\sqrt{2}} = 7,1 \text{ мм};$$

$$m_{BAZA}^2 + m_{OPOR}^2 = m_{ZOVN}^2 \Rightarrow m_{OPOR} = \sqrt{m_{ZOVN}^2 - m_{BAAZ}^2} = 5 \text{ мм}$$

У процесі формування зовнішньої мережі на основі GNSS-вимірювань необхідно застосовувати місцеву систему координат із прив'язкою до одного пункту міської геодезичної мережі, що забезпечує правильну геометричну форму побудованої мережі. Другий пункт визначають окремо з метою контролю якості. За вихідне значення координат приймають середнє з двох незалежних визначень одного з пунктів. Усі інші пункти зовнішньої геодезичної мережі визначають відносно цього початкового пункту. Кожен пункт при взаємних GNSS-спостереженнях отримує три визначення планових координат. Якщо:

$$m_{GNSS} = \sqrt{m_D^2 + m_{CENTR}^2 + m_{V.D.}^2}$$

$$m_D = 3 + 1 \cdot S = 3,1 \text{ мм}; \quad m_{CENTR} = 1 \text{ мм}; \quad m_{V.D.} = 2 \text{ мм}$$

Створена зовнішня геодезична мережа (ГМ) використовується для винесення в натуру будівельних осей і виконання детальних розмічувальних робіт під час зведення підземної частини споруди. Наступним етапом є формування внутрішньої геодезичної мережі на вихідному монтажному рівні. У традиційному підході така мережа створюється у вигляді лінійно-кутової побудови. Координати її пунктів визначають у системі координат споруди, що забезпечує зручність та узгодженість під час виконання розмічувальних робіт. Точності створеної зовнішньої ГМ достатньо для виконання всіх детальних розмічувальних операцій, однак формування внутрішньої мережі є обов'язковим елементом контролю. Внутрішню геодезичну мережу виконують у вигляді

лінійно-кутової мережі, що дозволяє забезпечити необхідну точність розмічувальних робіт на рівні 1:10000 [17].

Висотні позначки передають від найближчих реперів методом геометричного нівелювання за програмою III класу. Із пунктів внутрішньої мережі систему координат споруди методом лінійно-кутових засічок передають до пунктів зовнішньої геодезичної мережі. Якщо прийняти, що $1/T = 1/25000$, при довжині сторони $S = 50$ м, та середній квадратичній похибці вимірювання кутів $m_{VZ} = 2$ мм $m_{VNYTR} = \frac{m_{VZ}}{\sqrt{2}} = 1,4$ мм, то отримаємо, що точність внутрішньої мережі є співставною з точністю зовнішньої.

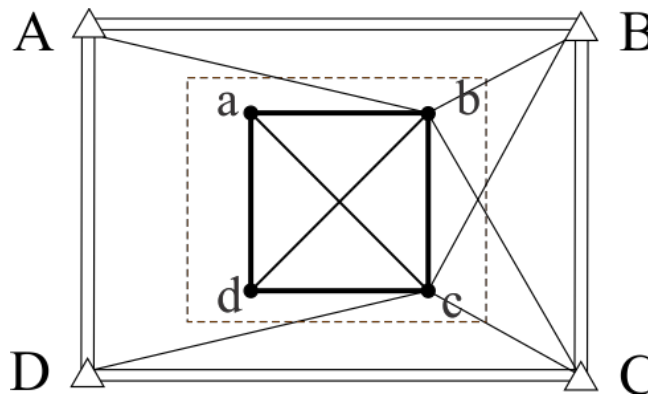


Рис. 2. 5 Схема внутрішньої та зовнішньої геодезичної мережі

Похибка визначення координат при передачі з внутрішньої геодезичної мережі на зовнішню методом полярної засічки

Оскільки внутрішня мережа будується з використанням електронних тахеометрів з: - $m_\beta = 2''$ (похибка кутового вимірювання), - $m_S = 2 + 2 \cdot S$ мм (похибка лінійного вимірювання), при передачі координат до пунктів зовнішньої геодезичної мережі методом полярної засічки, похибка положення точки визначається як сума впливу кутової та лінійної компонент:

$$m_{XY} = \sqrt{m_S^2 + (S \cdot m_\beta)^2}$$

де: - $m_S = 2 + 2S$ мм — похибка вимірювання довжини; - $m_\beta = 2'' = 2 \cdot \pi / 648000 \approx 9,7 \cdot 10^{-6}$ рад; - S — довжина візування у метрах.

Підставимо для типових довжин ходу:

$$\begin{aligned} S = 200 \text{ M: } -mS &= 2 + 2 \cdot 200 = 402 \text{ MM} - S \cdot m\beta = 200 \cdot 9.7 \cdot 10^{-6} \\ &= 1.94 \text{ MM} - mXY \approx 402 \text{ MM} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S = 100 \text{ m: } -mS &= 2 + 2 \cdot 100 = 202 \text{ mm} - S \cdot m\beta = 0.97 \text{ mm} - mXY \\ &\approx 202 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S = 50 \text{ M: } - mS &= 2 + 2 \cdot 50 = 102 \text{ MM} - S \cdot m\beta = 0.48 \text{ MM} - mXY \\ &\approx 102 \text{ MM} \end{aligned}$$

Висновок. Похибка визначення координат пунктів зовнішньої мережі при полярній засічці практично повністю визначається похибкою вимірювання відстаней. Кутова складова значно менша і майже не впливає на результат. Для збереження єдиного класу точності зовнішню мережу слід будувати GNSS-вимірюваннями, використовуючи тахеометр лише для згущення локальних ділянок.

Методика попереднього розрахунку точності спостережень при передачі відміток супутниковими методами на монтажний горизонт

1. Традиційний метод Висотну відмітку на нульовий горизонт споруди передають від реперів зовнішньої геодезичної мережі методом геометричного нівелювання. Наступні монтажні горизонти отримують відмітки за допомогою PZL. У такому випадку осадки будівлі не впливають на процес зведення та передачі координат і висот, оскільки поверхня відліку (нульовий горизонт) просідає разом зі спорудою: $H_1 = H_0 + \Delta H_1$

де ΔH_i – величина постійна і незалежна від осідання споруди.

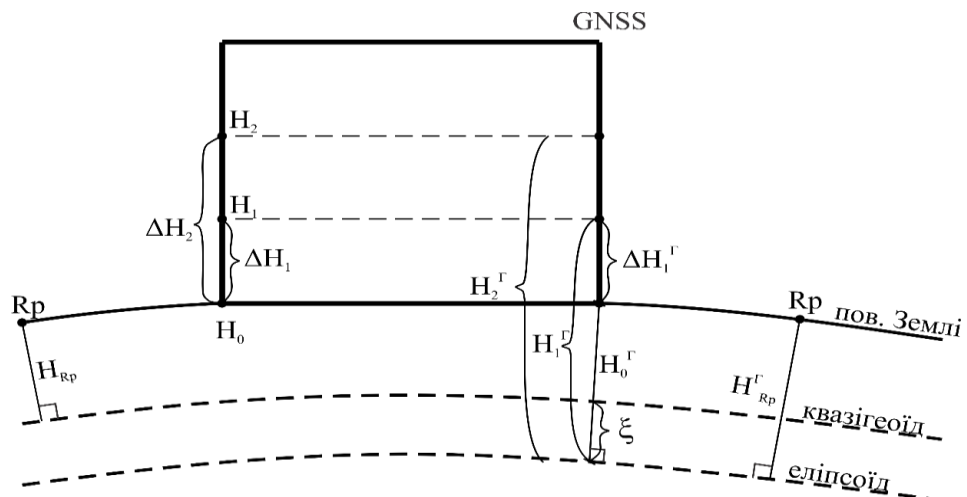


Рис. 2.6 Відмінність технологій визначення висот

2. GNSS-метод При використанні GNSS-приймачів просторові координати передаються на монтажний горизонт від базисного пункту, а не від нульового горизонту. Геодезичні висоти відрізняються від нормальних, що застосовуються в класичному методі. Приймавши поверхні квазігеоїда та еліпсоїда у вигляді паралельних площин, можна записати:

$$H_1^\gamma = H_1^\Gamma - \xi_1 \quad H_2^\gamma = H_2^\Gamma - \xi_2$$

$$\Delta h = (H_2^\Gamma - H_1^\Gamma) + (\xi_2 - \xi_1) \quad \Delta h = H^{GPS} + (\xi_2 - \xi_1)$$

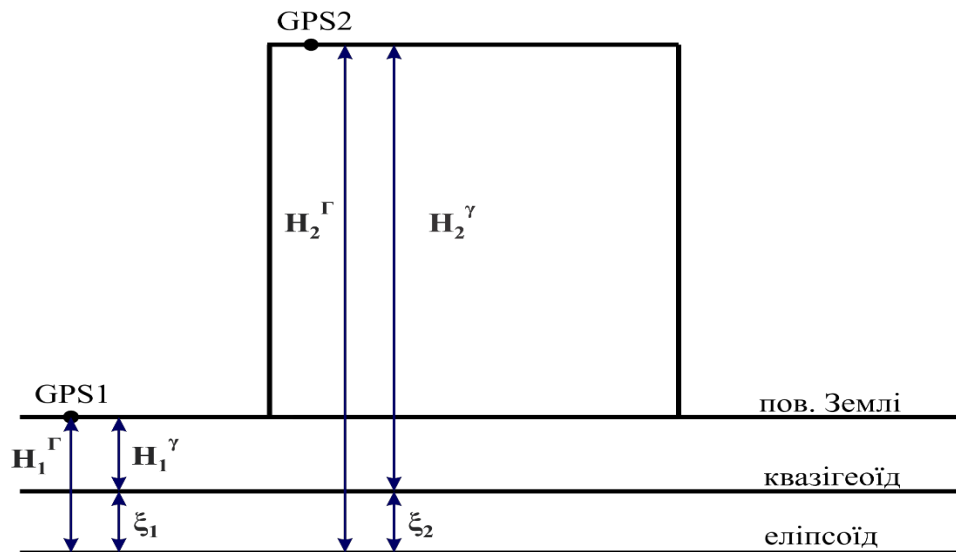


Рис. 2.7 Схема визначення відмітки точки GNSS-методом

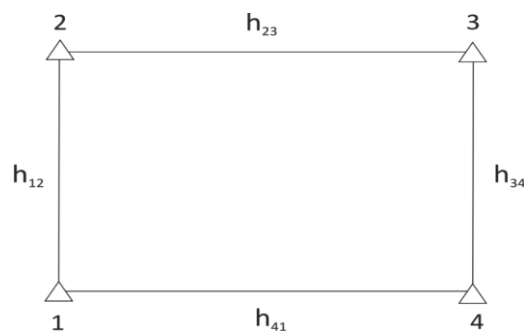


Рис. 2.8 Схема перевищень між точками основи на монтажному горизонті де $\Delta H_{\text{нів}}$ – відомі з геометричного нівелювання; ΔH_{GNSS} – відомі з GNSS-вимірювань.

Невідомі величини ξ_i визначають за допомогою інтерполяції або побудови апроксимуючої площини, що проходить через точки 1, 2, 3, 4. Висоти пунктів зовнішньої мережі визначають геометричним нівелюванням III класу.

3. Точність визначення координат пункту GNSS 2 на будівлі В плані: $\sigma_X \approx \pm 4$ мм. По висоті: $\sigma_H \approx \pm 6$ мм

Для висоти споруди 300 м даний метод дозволяє передавати координати на будь-який монтажний горизонт із середньою точністю ± 4 мм у плані та ± 6 мм по висоті, що забезпечує відсутність накопичення похибок.

2.4 Технології та методики при виконання робіт GNSS методами

Зростаюча популярність застосування GNSS-технологій у системі геодезичного забезпечення обумовлює необхідність поглибленого аналізу існуючих методик виконання таких робіт, а також розроблення сучасних методичних рекомендацій щодо організації та здійснення відповідного виду геодезичної діяльності [7]. У зв'язку з динамічним розвитком супутникових систем позиціонування особливої актуальності набуває стандартизація технологічних підходів, уточнення вимог до точності вимірювань та впровадження уніфікованих процедур обробки GNSS-даних для забезпечення їхньої надійності та достовірності.

У подальшому розглянемо технологічну схему розв'язання довільної інженерно-геодезичної задачі (рис. 2.9), що відображає загальну логіку виконання робіт — від підготовчого етапу та вибору оптимальної технології вимірювань до оброблення результатів та формування кінцевої геодезичної продукції. Проаналізувавши технологічний ланцюг розв'язання будь-якої інженерно-геодезичної задачі, можна виокремити три ключові складові, від яких залежить досягнення необхідного рівня точності. По-перше, це **технічне забезпечення**, яке охоплює характеристики та стан геодезичних приладів, GNSS-приймачів, вимірювальних систем і допоміжного обладнання. По-друге, **технологія виконання робіт**, що визначає послідовність дій, вибір режимів спостережень, застосування оптимальних методів знімання та оброблення даних залежно від поставленої задачі. По-третє, **методика виконання робіт**, яка включає нормативні вимоги, правила організації вимірювального процесу,

способи контролю точності та процедури перевірки отриманих результатів. Сукупність цих компонентів формує комплекс умов, що забезпечує досягнення встановлених метрологічних показників інженерно-геодезичних робіт.



Рис. 2.9 Технологічна схема вирішення інженерно-геодезичної задачі [1]

Методика виконання робіт при побудові геодезичної основи GNSS-методами. Під час створення геодезичної основи для споруд із застосуванням GNSS-технологій необхідно враховувати комплекс взаємопов'язаних завдань. До основних належать: визначення особливостей геометричної побудови мережі, складання оптимального графіка спостережень, установлення тривалості перебування приймача на кожній станції для забезпечення потрібної точності, вибір відповідного режиму роботи супутникових приймачів та визначення раціонального розташування GNSS-обладнання на місцевості.

Для отримання високоточної координатної інформації приймач слід установлювати на відкритих ділянках, що забезпечують надійну видимість щонайменше шести супутників упродовж усього сеансу спостережень.

Наявність перешкод у вигляді будівель, дерев, ліній електропередач чи інших елементів інфраструктури може спричинити мультипас, втрату сигналу або погіршення геометрії супутникового сузір'я, що безпосередньо впливає на точність визначення координат.

Для мінімізації спотворень супутникового сигналу антену GNSS слід встановлювати таким чином, щоб кут її захвату був максимально симетричним відносно центра антени. Антени фіксуються на штативах або спеціальних опорах, що дає змогу стабілізувати положення приймача та забезпечити сталість висотного положення. У процесі виконання GNSS-вимірювань виникає проблема зміщення фазового центру антени, що пов'язано з відмінністю між її геометричним та фазовим центрами. Цей чинник практично нівелюється шляхом однакової орієнтації всіх антен мережі, завдяки чому систематичні зміщення компенсуються при визначенні різниць координат.

Поширеною помилкою під час польових робіт є вимірювання вертикальної висоти антени до верхнього маркера (див. рис. 2.7), що призводить до похибок у визначенні висотного положення точки.

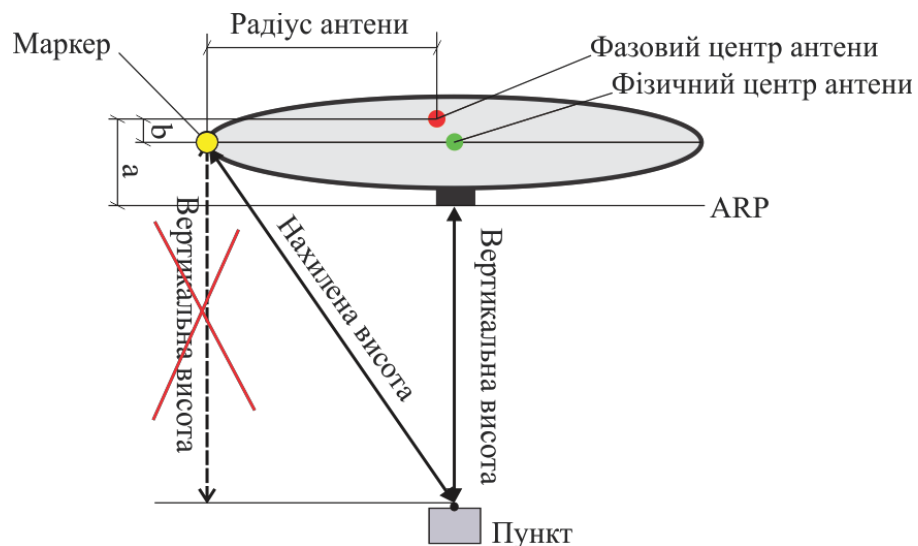


Рис. 2.10. Вимірювання висоти антени GNSS-приймача: a – відстань від ARP (антенної референтної точки) до фазового центра антени; b – відстань від верхнього маркера до фазового центра антени.

При виконанні вертикального вимірювання необхідно фіксувати висоту до **ARP (Antenna Reference Point)** – референтної точки антени, яка розташована нижче від маркера на величину $A-C$. Правильне визначення цієї величини є

важливою умовою забезпечення точності геодезичних визначень, оскільки саме значення **ARP** використовується в алгоритмах обробки супутникових вимірювань.

У процесі створення та модернізації геодезичних мереж із використанням супутникових приймачів у науковій літературі найчастіше рекомендують два основні методи виконання вимірювань. Перший — **променевий метод**, за яким визначувані пункти мережі координуються від одного базового (опорного) пункту. Другий — **мережевий метод**, що передбачає виконання вимірювань на кожній лінії або на всіх пунктах мережі, формуючи взаємопов'язану структуру спостережень.

Разом з тим променевий метод має низку суттєвих недоліків. Насамперед, його слабкою стороною є недостатня надійність критеріїв оцінки точності визначених координат. Єдиним реальним способом контролю в цьому випадку виступають незалежні перевірки результатів: повторні вимірювання іншими засобами або від альтернативних вихідних пунктів, зіставлення координат між визначуваними пунктами тощо. Це суттєво обмежує можливості внутрішнього контролю мережі та підвищує ризик отримання викривлених результатів.

На відміну від цього, точність і надійність геодезичної мережі істотно зростають при організації **мережевих або повторних вимірювань**, коли в структурі мережі використовують не один, а кілька референцних пунктів. Такий підхід забезпечує кращу надмірність спостережень, підсилює внутрішню зв'язаність мережі та покращує якість виявлення і компенсації похибок. Проте застосування кількох незалежних референцних пунктів висуває додаткову вимогу: координатні різниці між цими пунктами мають бути визначені з точністю, вищою за ту, що очікується для різниць координат визначуваних пунктів. У протилежному випадку початкові похибки будуть перенесені на всю мережу.

Для подолання зазначених труднощів запропоновано **компромісний підхід**, який полягає у побудові **дворівневої (двохрангової) мережі**. На першому етапі вибирають один вихідний референцний пункт, навколо якого за

посиленою програмою формують групу взаємопов'язаних другорядних референцних пунктів, координати яких визначаються з високою точністю. На другому та наступних етапах виконують визначення всіх інших пунктів мережі, причому під час кожного сеансу спостережень супутникові приймачі одночасно встановлюють на кількох рядових пунктах та щонайменше на двох вже взаємопов'язаних референцних пунктах. Це дає змогу забезпечити стійкість схем спостережень, надійний контроль якості та підвищити загальну точність мережі.

Відомо також, що для супутникових приймачів характерним є зменшення часу, необхідного для отримання максимально точного визначення координат, зі зменшенням відстані між приймачами. Це пояснюється більш швидким розв'язанням фазової неоднозначності та збільшенням числа спільних супутників у зоні видимості обох приймачів. Однак виробники GNSS-обладнання не подають чітких рекомендацій щодо оптимального співвідношення між тривалістю спостережень та відстанню між пунктами, а також не наводять відповідних математичних залежностей. У зв'язку з цим виникає потреба у проведенні спеціальних експериментальних досліджень, спрямованих на визначення таких залежностей і формування практичних рекомендацій щодо оптимізації схем GNSS-вимірювань.

Технологія виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті GNSS методами

Технологічно процеси при GNSS-спостереженнях показано на рис. 2.11.

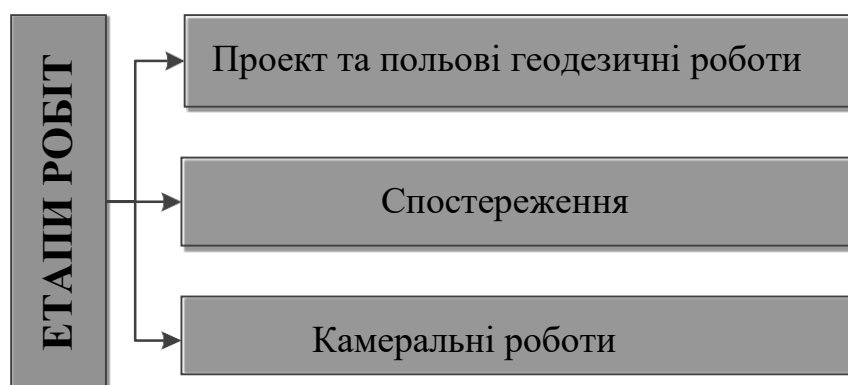


Рис. 2.11 Технологічні етапи GNSS-спостережень

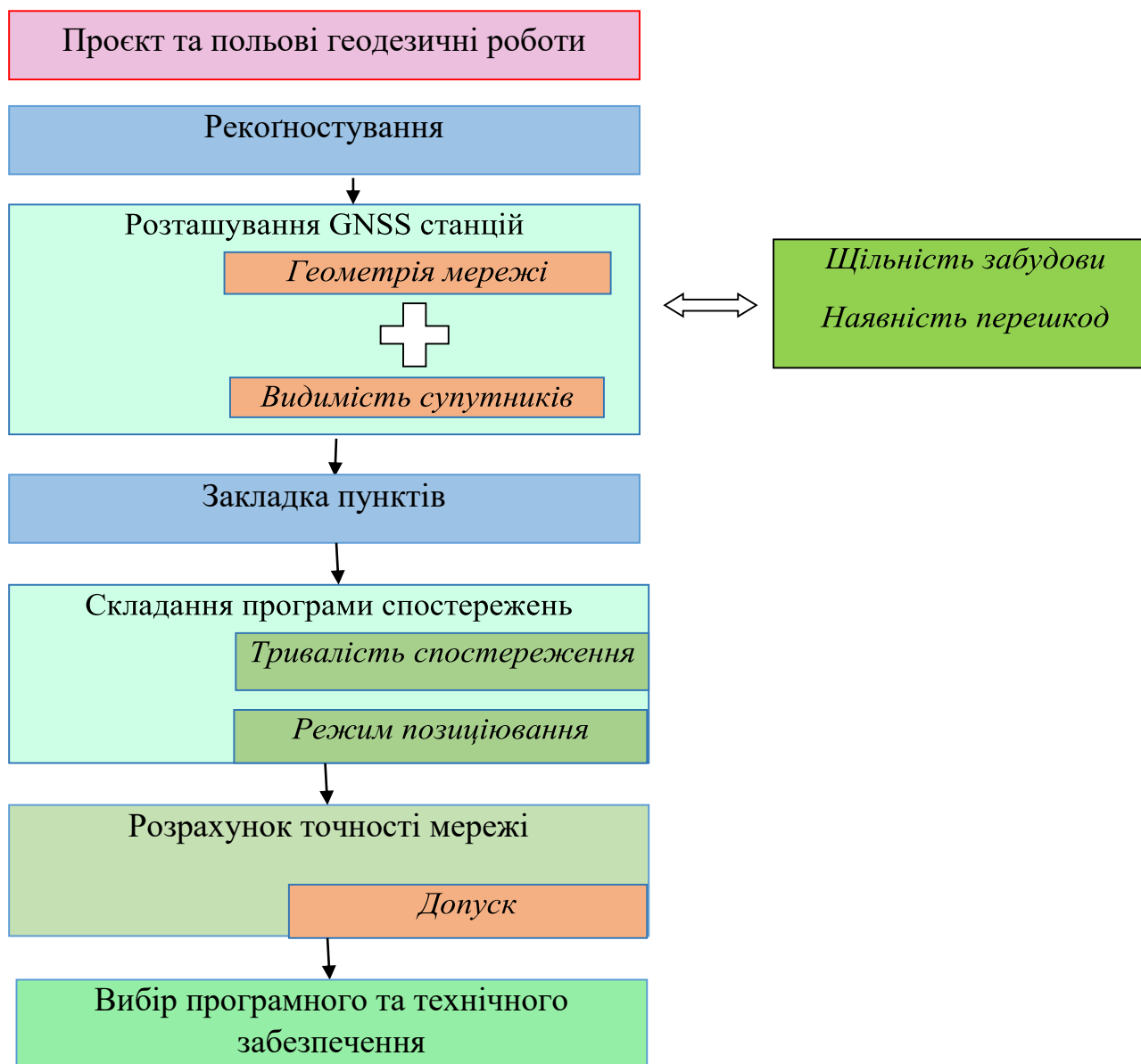


Рис. 2.12 Технологічна схема робіт на етапі проекту польових геодезичних робіт

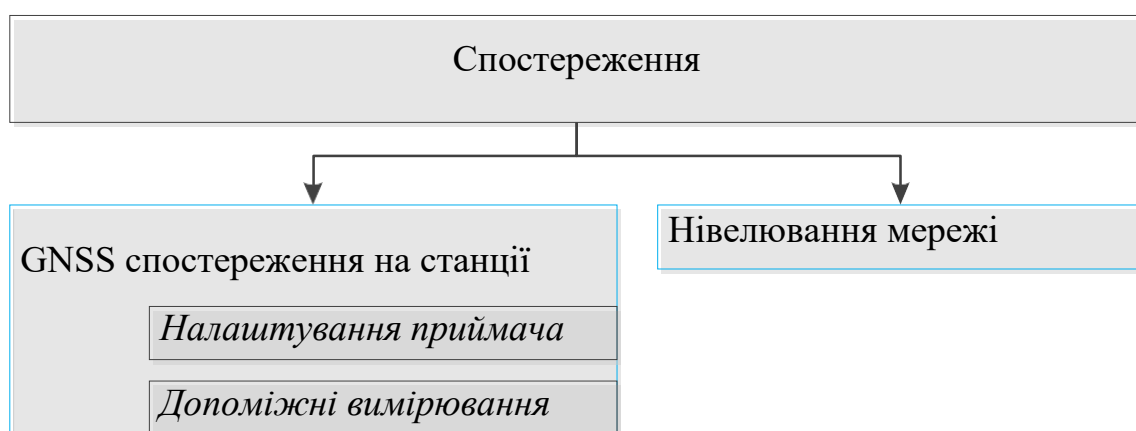


Рис. 2.13 Технологічна схема робіт на етапі спостережень

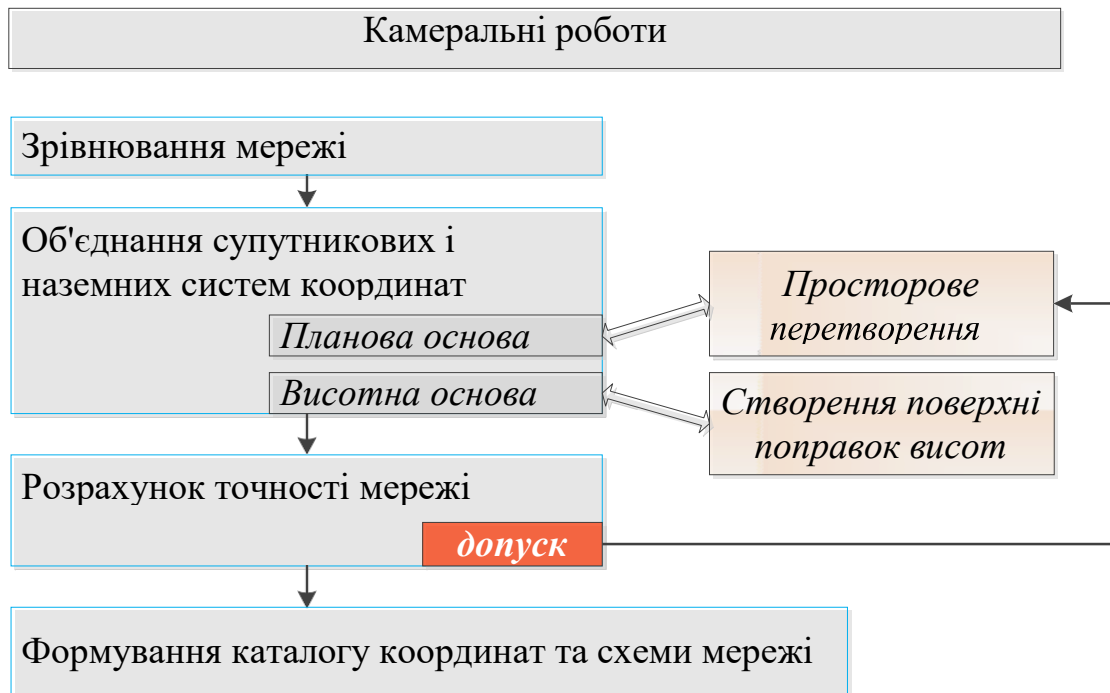


Рис. 2.14. Технологічна схема робіт на етапі камеральної обробки.

На монтажному горизонті, під час застосування GNSS-методів, розмічувальні роботи виконують у такій послідовності (див. рис. 2.15):

1. **На основі даних референційної GNSS-станції** визначають координати GNSS-приймачів, установлених на монтажному горизонті на період виконання розмічування. При цьому обов'язково враховують поправки, отримані за результатами інклінометричних спостережень.

2. **За допомогою електронного тахеометра**, використовуючи визначені координати GNSS-приймачів, розв'язують обернену лінійно-кутову геодезичну задачу та встановлюють просторові координати точки стояння приладу (метод вільної станції).

3. **Після уточнення станції приладу** виконують розмічувальні роботи методом полярних координат, що забезпечує необхідну точність та оперативність винесення проектних точок у натуру.

Під час використання методів геодезичного забезпечення висотного будівництва особливу увагу необхідно приділяти явищам нахилу та кручення споруди, що виникають під впливом вітрового навантаження, сонячної радіації та інших зовнішніх чинників. Такі деформаційні зміни можуть істотно впливати

на точність просторового положення монтажних елементів, а отже — і на результати розмічувальних робіт.

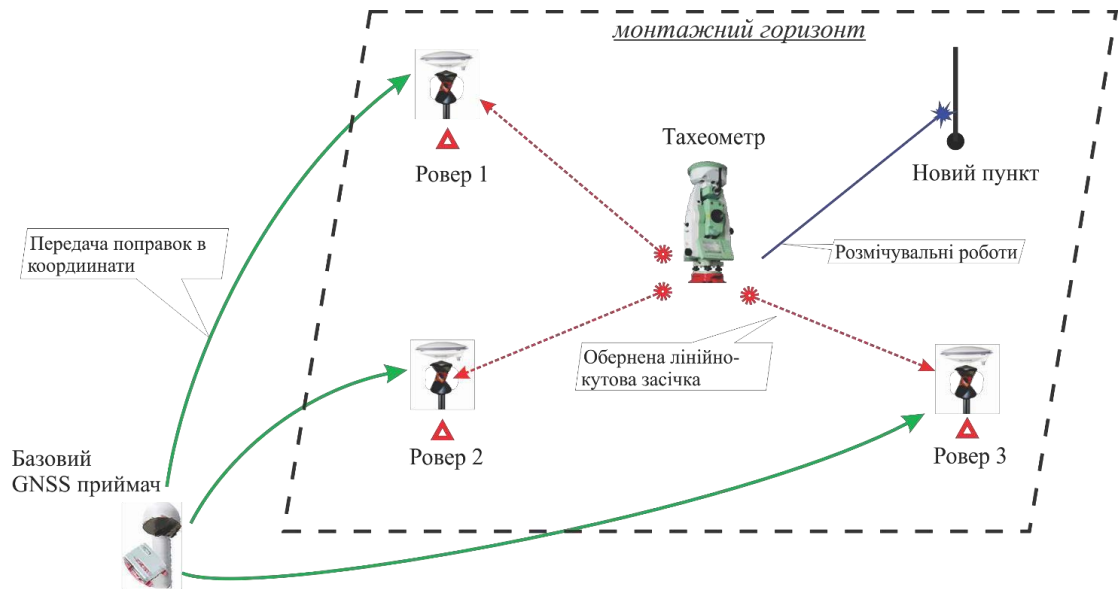


Рис. 2.15. Схема виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті із застосуванням GNSS-технологій.

Розглянемо детальніше переміщення площини монтажного горизонту, які виникають унаслідок її нахилу (див. рис. 2.16). Ці переміщення зумовлюють необхідність урахування деформаційних параметрів при визначенні координат точок та під час виконання високоточного винесення проектних положень конструкцій на значних висотах.

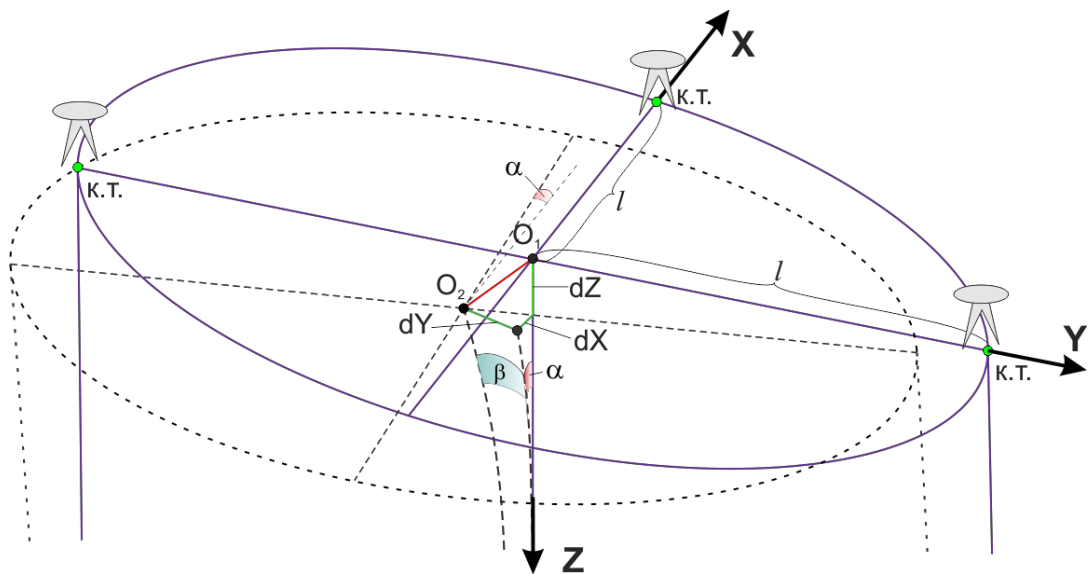


Рис. 2.16 Переміщення площини монтажного горизонту O_1 — проектний центр споруди; O_2 — фактичний центр споруди; d_X, d_Y, d_Z — зміщення

проектного центру споруди O_1 по осям X , Y , Z відповідно; α , β – кути нахилу споруди в здовж осей X і Y відповідно; l – відстань від центра споруди до її крайньої точки (к.т.)

Як видно з рис. 2.16, найбільшого зміщення зазнають саме крайні точки споруди. Похибку визначення положення крайньої точки можна подати у такому вигляді:

$$m_{к.т.} = \sqrt{m_{зас}^2 + m_{Б.Д.}^2}$$

$m_{зас}^2$ – СКП розмічування точки комбінованою засічкою; $m_{Б.Д.}^2$ – СКП початкових даних.

$$m_{зас} = \sqrt{m_{звор}^2 + m_{пол}^2} \quad m_{з.л.к.} = \sqrt{m_X^2 + m_Y^2}$$

де $m_{звор}^2$ - Середньоквадратична похибка (СКП) оберненої засічки від пунктів GNSS-мережі на монтажному горизонті; $m_{пол}^2$ - Середньоквадратична похибка (СКП) визначення положення крайньої точки при винесенні методом полярних координат

$$m_{пол} = \sqrt{m_S^2 + S^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} + m_A^2 + m_C^2 + m_\phi^2}$$

Розрахунок окремих складових похибок подамо у спрощеній формі. Прийmemo $S_1 = S_2 = S_n = S_{cp}$; $\beta_1 = \beta_2 = \beta_n$, тоді:

$$m_X = \frac{1}{n} \sqrt{n \cdot m_S^2 \cos^2 \alpha + n \frac{m_\beta^2}{\rho^2} S_1^2 \sin^2 \alpha + n \cdot m_{БІЗ}^2}$$

$$m_Y = m_X = \frac{1}{n} \sqrt{n \cdot m_S^2 \sin^2 \alpha + n \frac{m_\beta^2}{\rho^2} S_1^2 \cos^2 \alpha + n \cdot m_{БІЗ}^2}$$

Похибка вихідних даних залежатиме від нахилу споруди та точності перенесення координат на монтажний горизонт із застосуванням GNSS-методу.

$$m_{Б.Д.} = \sqrt{(m_{HAX}^2 + m_{GNSS}^2) \times 4}$$

Де m_{HAX}^2 - СКП в наслідок нахилу споруди;

m_{GNSS}^2 - Середньоквадратична похибка (СКП) перенесення координат на монтажний горизонт за допомогою GNSS-методів

Похибку, що виникає внаслідок нахилу споруди, можна подати через середньоквадратичні відхилення вздовж її осей:

$$m_{HAX} = \sqrt{m_{\Delta X}^2 + m_{\Delta Y}^2 + 2m_{\Delta Z}^2}$$

$$m_{\Delta X}^2 = \frac{m_{\alpha}}{\rho} H ; \quad m_{\Delta Y}^2 = \frac{m_{\beta}}{\rho} H ; \quad m_{\Delta Z}^2 = \frac{m_{\alpha}}{\rho} l$$

$m_{\Delta X}$, $m_{\Delta Y}$, $m_{\Delta Z}$ – Зміщення монтажного горизонту вздовж осей X, Y та Z, що виникає внаслідок нахилу споруди; **H** – висота до монтажного горизонту [1].

3 ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТОДИКИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ВИСОТНОГО БУДІВНИЦТВА ГНСС-МЕТОДАМИ

3.1 Дослідження методики геодезичного забезпечення нульового циклу супутниковими методами

З метою оцінення максимально можливої точності визначення координат під час геодезичного забезпечення нульового циклу робіт у умовах щільної міської забудови, було запропоновано провести GNSS-спостереження в завідомо несприятливих умовах — на дні котловану будівельного майданчика (рис. 3.1).

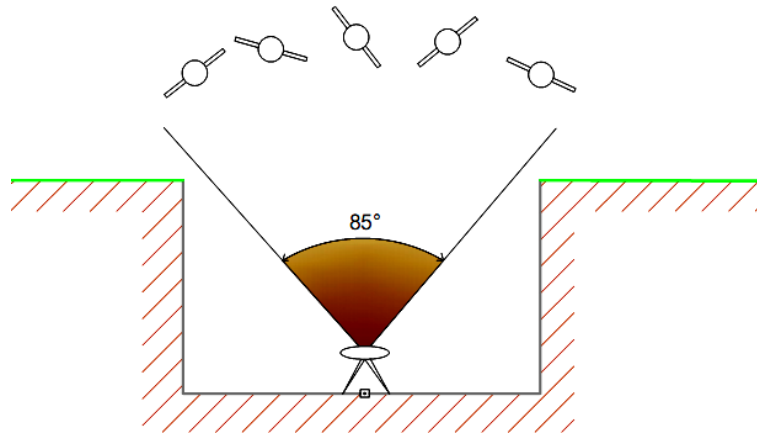


Рис. 3.1. Поле видимості GPS-приймача на дні котловану [15].

На точність та якість результатів GNSS-спостережень впливала низка факторів, зокрема:

- **Обмежений простір котловану**, що істотно звужував поле видимості супутників і призводив до збільшення кута відсічки сигналів.
- **Наявність додаткових перешкод над приймачами**, сформованих розпірними трубами, розташованими у два яруси.
- **Присутність рухомого кранового обладнання** в зоні прийому супутникових сигналів, що спричиняло тимчасове екранування супутників.
- **Відсутність перерв у будівельному процесі**, через що спостереження виконувалися в умовах постійної зміни обстановки та вібраційного впливу.

GNSS-спостереження здійснювали на пунктах лінійно-кутової мережі, координати яких були попередньо визначені методом прокладання полігонометричних ходів (рис. 3.2).

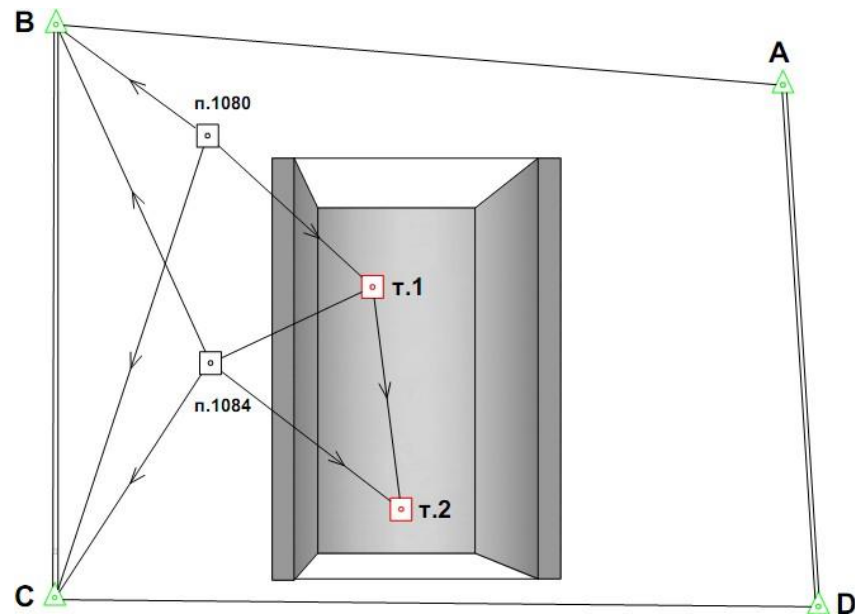


Рис. 3.2. Схема передачі координат у котлован від зовнішньої геодезичної основи.

GNSS-спостереження проводили на двох пунктах, доповнюючи їх роботою стаціонарно встановленої базової GNSS-станції, розміщеної на покрівлі будівлі. Тривалість кожної сесії спостережень становила 1 годину 30 хвилин.

Дослід було виконано двічі із застосуванням GNSS-приймачів **Leica GNSS 1200**, при цьому обидві серії спостережень використовували один спільний пункт, розташований на дні котловану.

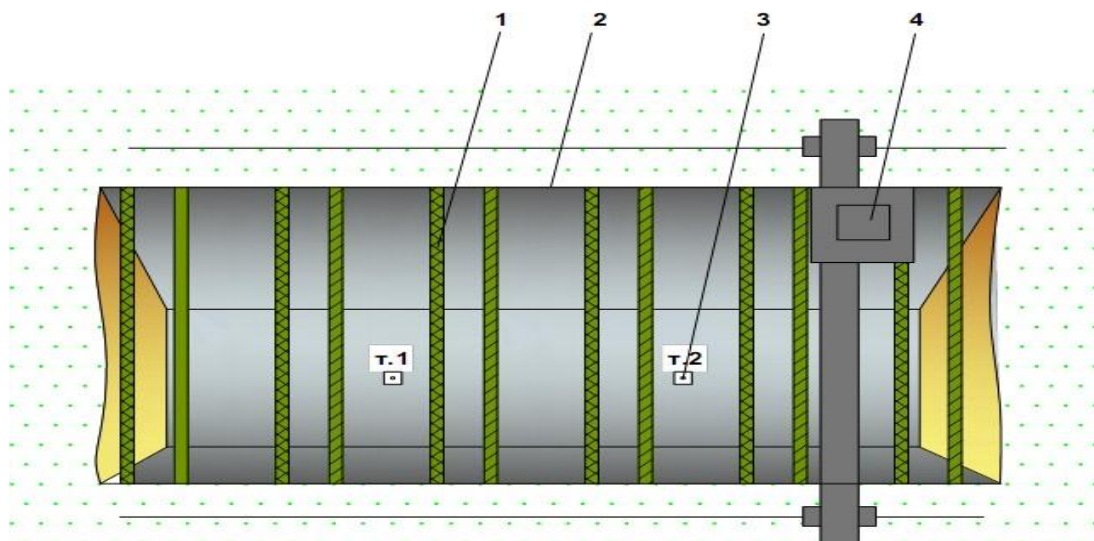


Рис. 3.3. Розташування приймачів на дні котловану:

- 1 – розпірні труби;
- 2 – стіни котловану;
- 3 – пункти спостережень;
- 4 – кранове обладнання.

Отримані результати спостережень дають змогу, по-перше, порівняти точність визначення координат на дні котловану, виконану лінійно-кутовим методом, із точністю супутникового визначення місцеположення. По-друге, вони дозволяють оцінити середньоквадратичну похибку (СКП) створення наземної геодезичної мережі GNSS-методом. Підсумкові дані спостережень наведені у наступних таблицях.

Табл. 3.1

Порівняння результатів спостережень

Лінійно-кутові виміри				GNSS спостереження			Різниці координат		
	X	Y	H	X	Y	H	ΔX	ΔY	ΔH
П-1	0.602	0.767	0.161	0.581	0.768	0.179	0.018	-0.001	-0.017
П-2	0.328	0.638	0.972	0.312	0.647	0.941	0.019	-0.007	0.028
П-1	0.602	0.767	0.163	0.602	0.757	0.188	0.001	0.008	-0.026
П-3	0.561	0.098	0.889	0.547	0.113	0.932	0.013	-0.015	-0.042

З результатів спостережень знайдемо середнє відхилення

$$\Delta X_C = 9 \text{ мм}, \Delta Y_C = 10 \text{ мм}, \Delta H = 31 \text{ мм}.$$

Табл. 3.2

Оцінка якості GNSS вимірювань

№	m, XY (мм)	m, H (мм)
П - 1	6.1	10.9
П - 2	14.2	19.9
П - 1	11.2	16.9
П - 3	17.9	29.9

Середня квадратична похибка визначення координат пункту супутниковим методом у плані становить $m_{xy} = 12,3 \text{ мм}$ при допустимому значенні 17,9 мм, а за висотою — $m_H = 19,5 \text{ мм}$ при допустимому значенні 8,9 мм. За результатами проведених досліджень встановлено, що точність запропонованої методики, яка базується на застосуванні GNSS-технологій, забезпечує належний рівень виконання геодезичних робіт з визначення планового положення об'єктів на стадії нульового циклу будівництва.

3.2 Дослідження методики передачі координат супутниковими методами на монтажний горизонт

Точність побудови мережі на монтажному горизонті визначається з урахуванням максимальної довжини між пунктами, що не перевищує 200 метрів. Відповідно до вимог будівельних норм, відносна похибка вимірювання ліній під час створення розмічувальної мережі повинна становити $1/25000$. Для GNSS-приймача з точністю позиціонування 4 мм на відстані 200 метрів отримано значення $1/50000$, при відстані 150 метрів – $1/37000$, а для 100 метрів – $1/25000$, що повністю відповідає зазначеним нормативам.

Для розроблення методики експериментальних досліджень точності побудови геодезичної основи на монтажному горизонті GNSS-методом передбачено проведення спостережень супутниковими приймачами за такою схемою: формування на місцевості геодезичного чотирикутника з вершинами В1, В2, В3 та В4 і довжинами сторін до 200 метрів.

Визначення координат опорних точок виконували статичним методом супутникової геодезії. Прив'язку здійснено до міжнародної системи координат ITRF 2000 на еліпсоїді WGS-84 шляхом використання даних перманентної станції SULP, розташованої на території НУ «Львівська політехніка».

Як прилад для виконання супутникових визначень застосовано двочастотний GPS-приймач Epoch 35 виробництва фірми Spectra Precision (рис. 3.4).

Технічні характеристики обладнання передбачають таку точність визначення координат: у плановому положенні — $\pm(5 \text{ мм} + 1 \text{ ppm})$; за висотою — $\pm(5 \text{ мм} + 1 \text{ ppm})$.



Рис. 3.4 GPS приймач Epoch 35)

Опрацювання сирих GNSS-даних, отриманих під час польових вимірювань, здійснювалось у програмному середовищі **Leica Geo Office (LGO)**. У процесі обробки фіксувалися координати контрольного пункту SULP, а також на основі результатів розв’язання навігаційних задач визначалися координати пунктів геодезичної основи.

Перетворення координат до системи **УСК-63** виконували за допомогою програмного забезпечення *ZP_63_v300 (ZAKPOS Office, 2013; Prog. ZP_63; алгоритм — S. Savchuk; код — A. Lano; версія 3.00)*. У зазначеній програмі враховано деформації мережі 1963 року, що забезпечує отримання максимально точних значень координат.

Спостереження на пунктах проводили за наведеною схемою (рис. 3.5) у режимі статичних вимірювань із тривалістю кожної сесії **приблизно 20 хвилин**.

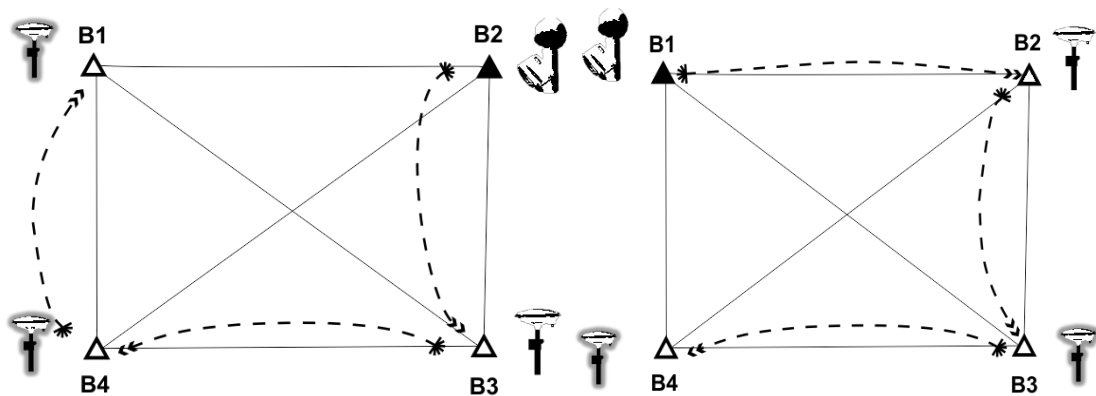


Рис. 3.5. Схема експериментальної мережі

Експериментальна геодезична мережа побудована у вигляді чотирикутника, вершини якого репрезентують пункти, на яких проводилося GNSS-спостереження. Базовий приймач спочатку встановлюють у одній із вершин чотирикутника, після чого ровер по чергово розміщують на сусідніх пунктах із метою визначення векторів між базою та кожною наступною точкою. Така послідовність забезпечує формування замкнутої структури мережі, що підвищує надійність подальшого вирівнювання та дозволяє оцінити узгодженість результатів.

Після виконання всіх спостережень на пункті B2 здійснюється перестановка обладнання: базовий приймач встановлюють на пункті B1, а ровер

переміщують на решту точок. Така зміна конфігурації дає можливість отримати дублюючі вимірювання та порівняти вектори, визначені з різних положень бази. У результаті формується надлишкова кількість даних, що підвищує точність і достовірність визначених координат пунктів геодезичної основи.

Спостереження проводяться у режимі статички за наведеною схемою з тривалістю GNSS-сесій 20, 15 та 10 хвилин відповідно. Використання різних інтервалів часу дозволяє проаналізувати вплив тривалості статичного вимірювання на якість розв'язку та величину ймовірної похибки. За рахунок порівняння результатів можна визначити оптимальний час спостереження для подальших практичних робіт, оцінити стабільність приймача та стійкість розв'язку навігаційних задач у різних умовах. Усі набуті вектори підлягають подальшому опрацюванню в спеціалізованому програмному забезпеченні, що дозволяє виконати комплексне вирівнювання мережі, розрахувати точності та виявити можливі систематичні відхилення.

Для кількісної оцінки погіршення точності при скороченні часу спостереження обчислюють різниці координат (ΔX , ΔY , ΔH) між результатами 20-хвилинних, 15-хвилинних та 10-хвилинних сесій. На основі цих різниць визначають відносні зміни нахилених відстаней між пунктами мережі.

Отримані дані дозволяють побудувати функціональні залежності точності визначення координат від тривалості спостереження та довжини базових ліній. Аналіз таких залежностей дає змогу:

1. визначити мінімальний час спостереження, при якому похибка координат залишається в межах допустимих норм;
2. оцінити вплив довжини базових ліній на точність результатів;
3. оптимізувати план проведення подальших польових робіт, враховуючи баланс між швидкістю вимірювань та точністю координат.

Побудова графіків залежності похибки від часу спостереження та довжини базових ліній також дозволяє візуально оцінити тенденції змін точності, визначити критичні інтервали часу для вимірювань та прийняти рішення щодо оптимальної конфігурації мережі для конкретних умов місцевості.

Табл. 3.4

Результати сесій спостережень

База	Ровер	X	Y	Z	m _x (мм)	m _y (мм)	m _z (мм)	S	ms
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20-ти хв сесії спостережень									
B1	B 4-1	3109850,780	2058531,378	5904322,167	0,20	0,10	0,20	66,100	0,10
B1	B 3-1	3109779,032	2058588,003	5904390,913	0,30	0,20	0,50	125,449	0,30
B3	B 1-3	3109881,883	2058473,916	5904321,567	0,40	0,30	0,40	125,435	0,30
B4	B 2-4	3109813,196	2058432,362	5904390,240	0,40	0,20	0,30	126,915	0,20
B4	B 3-4	3109779,325	2058489,779	5904390,314	0,40	0,30	0,40	108,015	0,30
B4	B 1-4	3109883,688	2058474,674	5904322,388	0,30	0,20	0,50	66,099	0,10
B2	B 4-2	3109849,884	2058531,518	5904321,747	0,30	0,20	0,30	126,910	0,20
B3	B 4-3	3109849,229	2058531,384	5904320,711	0,30	0,20	0,30	108,019	0,20
B3	B 2-3	3109811,386	2058431,609	5904389,407	0,30	0,20	0,30	66,657	0,10
B2	B 3-2	3109778,168	2058588,150	5904390,516	0,20	0,10	0,30	66,659	0,10
Результати 15-ти хвилинних сесій спостережень									
B2	B 3-2	3109778,167	2058489,149	5904390,512	0,30	0,20	0,40	66,659	0,20
B2	B 4-2	3109849,883	2058531,519	5904321,748	0,30	0,20	0,30	126,909	0,20
B1	B 4-1	3109850,782	2058531,378	5904322,168	0,20	0,20	0,30	66,099	0,10
B1	B 3-1	3109779,028	2058489,003	5904390,913	0,30	0,20	0,60	125,451	0,30
B3	B 1-3	3109881,884	2058473,917	5904321,567	0,50	0,30	0,40	125,436	0,30
B4	B 2-4	3109813,197	2058432,362	5904390,235	0,40	0,20	0,30	126,912	0,30
B4	B 3-4	3109779,326	2058489,78	5904390,313	0,50	0,30	0,50	108,013	0,40
B4	B 1-4	3109883,688	2058474,674	5904322,388	0,30	0,20	0,50	66,099	0,10
B3	B 2-3	3109811,383	2058431,607	5904389,404	0,30	0,20	0,40	66,656	0,20
B3	B 4-3	3109849,228	2058531,385	5904320,711	0,30	0,20	0,30	108,019	0,20

Продовження табл. 3.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Результати 10-ти хвилинних сесій спостережень									
B1	B 4-1	3109850,782	2058531,379	5904322,167	0,30	0,20	0,30	66,101	0,10
B1	B 3-1	3109779,029	2058489,003	5904390,916	0,40	0,30	0,70	125,452	0,40
B3	B 1-3	3109881,884	2058473,914	5904321,569	0,60	0,40	0,50	125,435	0,40
B3	B 4-3	3109849,224	2058531,384	5904320,707	0,30	0,20	0,30	108,019	0,20
B3	B 2-3	3109811,383	2058431,609	5904389,404	0,40	0,20	0,50	66,655	0,20
B2	B 3-2	3109778,160	2058489,146	5904390,508	0,30	0,20	0,40	66,660	0,20
B2	B 4-2	3109849,883	2058531,518	5904321,743	0,40	0,20	0,50	126,912	0,30
B4	B 2-4	3109813,195	2058432,361	5904390,241	0,50	0,20	0,30	126,916	0,30
B4	B 3-4	3109779,326	2058489,775	5904390,311	0,60	0,50	0,60	108,013	0,50
B4	B 1-4	3109883,683	2058474,671	5904322,380	0,40	0,30	0,60	66,099	0,20

Табл. 3.5

Різниці координат між різними сесіями

№ точки	20 год 15 хв				20 год 10 хв				15 год 10 хв			
	Δx	Δy	Δz	ΔS	Δx	Δy	Δz	ΔS	Δx	Δy	Δz	ΔS
B 4-1	-0,80	0,00	4,50	2,70	1,70	0,70	-1,30	-1,70	2,50	0,70	-5,80	-4,40
B 4-2	-0,90	-0,40	1,30	1,70	-1,70	4,00	2,90	1,50	-0,80	4,40	1,60	-0,20
B 2-3	-0,50	-0,80	-0,50	0,00	-0,50	1,30	-2,40	0,80	0,00	2,10	-1,90	0,80
B 2-4	1,10	-1,00	-0,60	0,80	5,10	0,40	3,40	1,40	4,00	1,40	4,00	0,60
B 1-3	-2,20	-0,40	-1,10	0,80	-2,20	-1,20	0,20	0,00	0,00	-0,80	1,30	-0,80
B 1-4	3,60	0,70	-0,10	-2,90	2,40	-0,10	-3,10	-3,70	-1,20	-0,80	-3,00	-0,80
B 4-3	0,80	0,20	0,00	0,20	5,20	2,70	8,00	0,30	4,40	2,50	8,00	0,10
B 3-1	2,60	1,20	3,20	0,20	3,20	-0,20	3,30	1,80	0,60	-1,40	0,10	1,60
B 3-2	1,70	1,30	3,50	0,20	8,90	4,70	7,40	-0,50	7,20	3,40	3,90	-0,70
B 3-4	1,20	-0,30	-1,00	0,70	1,20	0,00	4,30	-2,00	0,00	0,30	5,30	-2,70

Усереднимо результати відхилень по кожній точці і згрупуємо їх по відповідним точкам.

Табл. 3.6

Усереднені результати відхилень

№ точки	Час	Δx	Δy	Δz	ΔS
В 1	20 год 15 хв	0,70	0,10	-0,60	-1,10
	20 год 10 хв	0,10	-0,70	-1,40	-1,90
	15 год 10 хв	-0,60	-0,80	-0,80	-0,80
В 2	20 год 15 хв	0,30	-0,90	-0,50	0,40
	20 год 10 хв	2,30	0,90	0,50	1,10
	15 год 10 хв	2,00	1,80	1,10	0,70
В 3	20 год 15 хв	1,80	0,70	1,90	0,40
	20 год 10 хв	4,40	1,50	5,00	-0,20
	15 год 10 хв	2,60	0,80	3,10	-0,60
В 4	20 год 15 хв	-0,30	-0,10	1,90	1,50
	20 год 10 хв	1,70	2,50	3,20	0,00
	15 год 10 хв	2,00	2,50	1,30	-1,50

У таблиці результати, значення яких знаходяться в межах ± 1 мм, виділено зеленим кольором, тоді як значення, що перевищують цю межу, позначено червоним. Аналіз отриманих даних показав зменшення точності позиціонування на 1–2 мм для 15-хвилинних спостережень та на 2–4 мм для 10-хвилинних сесій.

На підставі цих результатів можна зробити висновок, що скорочення часу спостережень на 5 хвилин призводить до приблизно дворазового зниження точності позиціонування. Це дозволяє прогнозувати точність побудованої мережі залежно від тривалості статичних спостережень і планувати оптимальний час вимірювань для забезпечення необхідної точності координат.

3.3 Математичне опрацювання результатів спостережень

Було організовано та проведено детальні спостереження за змінами технічного стану будівельних конструкцій та деформацій у процесі зведення житлового комплексу «Велика Британія», розташованого у м. Львові. Спостереження проводились протягом чітко визначеного періоду, а саме з 26 січня по 4 лютого 2025 року, з метою отримання точних даних про поведінку

конструкцій під час будівництва та виявлення можливих відхилень від проектних параметрів. На підставі систематичних інструментальних спостережень за геодезичними знаками визначаються такі ключові показники, як величина, напрямок і швидкість горизонтальних і вертикальних деформацій, а також інші кількісні характеристики поведінки об'єктів у процесі будівництва. Це дозволяє здійснювати всебічний аналіз технічного стану конструкцій та прогнозувати можливі зміни, що можуть впливати на їхню стабільність.

Основними джерелами інформації для проведення обчислень і аналітичних оцінок виступають топографічні плани з нанесеними опорними та робочими геодезичними знаками, а також звітні відомості, що містять координати X , Y та Z кожного знаку, зафіксовані на різні дати проведення спостережень. Ці матеріали забезпечують надійну базу для точних розрахунків та дозволяють відстежувати динаміку змін у просторі протягом усього періоду будівництва.

Табл.3.7

Значення координати X на різні епохи спостережень

№ точки	Дата								
	26.01.25	27.01.25	28.01.25	29.01.25	30.01.25	31.01.25	01.02.25	03.02.25	04.02.25
	Значення координати X								
F1	177.223	177.223	177.224	177.224	177.222	177.225	177.223	177.223	177.224
F2	177.138	177.140	177.140	177.142	177.137	177.142	177.140	177.139	177.142
F3	177.052	177.054	177.054	177.056	177.050	177.056	177.054	177.052	177.056
F4	177.263	177.264	177.264	177.265	177.261	177.266	177.264	177.262	177.265
F5	164.075	164.075	164.076	164.076	164.074	164.077	164.075	164.075	164.076
F6	163.820	163.820	163.821	163.821	163.819	163.822	163.820	163.820	163.821
F7	152.589	152.590	152.591	152.592	152.588	152.592	152.590	152.590	152.592
F8	152.454	152.455	152.456	152.457	152.453	152.457	152.455	152.455	152.457
F9	141.126	141.128	141.128	141.130	141.124	141.130	141.128	141.126	141.130
F10	141.128	141.126	141.127	141.125	141.127	141.128	141.126	141.126	141.125
F11	129.610	129.608	129.609	129.607	129.609	129.610	129.608	129.608	129.607
F12	129.699	129.698	129.698	129.697	129.697	129.700	129.698	129.696	129.697
F13	111.380	111.378	111.379	111.377	111.379	111.380	111.378	111.378	111.377
F14	111.359	111.356	111.357	111.354	111.358	111.358	111.356	111.356	111.354
F15	104.055	104.052	104.053	104.050	104.054	104.054	104.052	104.052	104.050
F16	103.626	103.623	103.624	103.621	103.625	103.625	103.623	103.623	103.621
F17	100.625	100.624	100.624	100.623	100.624	100.626	100.624	100.623	100.623
F18	102.048	102.046	102.047	102.045	102.047	102.048	102.046	102.046	102.045
F19	101.127	101.126	101.126	101.125	101.125	101.128	101.126	101.124	101.125
F20	102.689	102.686	102.687	102.684	102.688	102.688	102.686	102.686	102.684

У таблиці 3.7 представлено значення координати X для кожного геодезичного знаку на відповідні дати проведених спостережень, що дає змогу наочно оцінити зміни у положенні знаків та просторові переміщення об'єктів у часі.

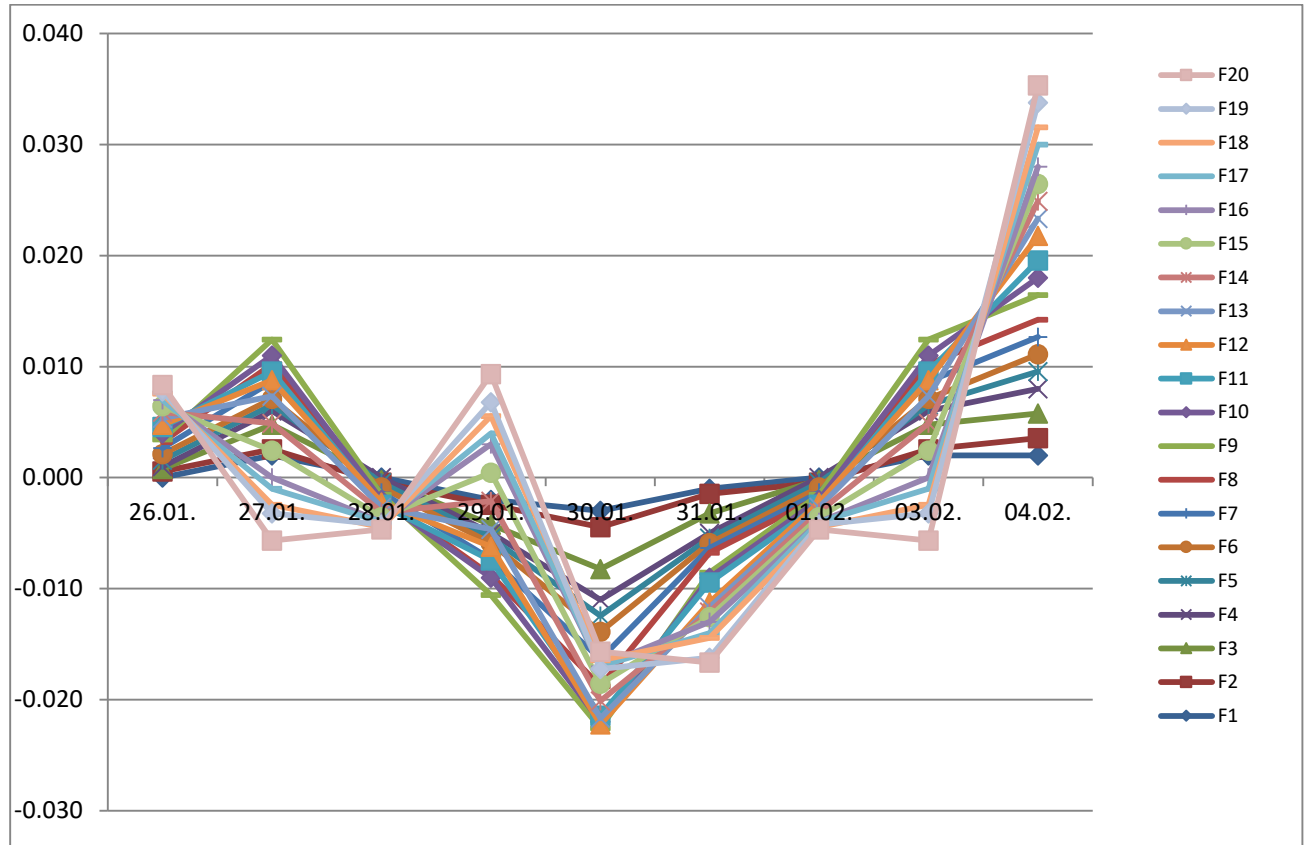


Рис. 3.6. Зміщення координат у площині $X-X$

Аналізуючи дані, представлені на рис. 3.6, щодо зміщень у площині $X-X$, можна зробити кілька важливих висновків про поведінку конструкцій під час спостережуваного періоду. Станом на кінець спостережень, тобто на 04.02.2025 р., максимальна величина горизонтальної деформації була зафіксована на марці F20 і склала **+4 мм**, що свідчить про незначне зміщення окремого елемента конструкції в позитивному напрямку осі X . Мінімальні значення деформацій спостерігалися на марках F7, F3 та F5 і становили **-1 мм**, що вказує на незначне зміщення у протилежному напрямку.

Такі результати дозволяють оцінити рівномірність розподілу навантажень та вплив зовнішніх і внутрішніх факторів на технічний стан будівельних елементів. Необхідно відзначити, що невеликі зміщення в межах декількох

міліметрів є типовими для об'єктів будівництва і не свідчать про критичні дефекти, однак їх моніторинг є важливим для своєчасного виявлення тенденцій до більш значних деформацій.

Додатково, оцінка динаміки зміщень у часі дозволяє прогнозувати можливі подальші переміщення конструкцій і при необхідності коригувати технологічні процеси будівництва або посилювати контроль за окремими елементами. Таким чином, систематичне спостереження та аналіз координат X–X стають важливим інструментом для забезпечення безпеки, надійності та стабільності житлового комплексу «Велика Британія».

В таблиці 3.8 подано значення координати Y на час спостереження.

Табл. 3.8

Значення координати Y на різні епохи спостережень

Дата	26.01.	27.01.	28.01.	29.01.	30.01.	31.01.	01.02.	03.02.	04.02.
№ точки	Значення координати Y								
F1	229.919	229.919	229.918	229.920	229.916	229.919	229.918	229.914	229.919
F2	230.010	230.009	230.009	230.010	230.008	230.009	230.008	230.006	230.009
F3	217.984	217.984	217.983	217.985	217.980	217.985	217.983	217.979	217.985
F4	217.919	217.919	217.919	217.920	217.916	217.920	217.918	217.916	217.920
F5	212.211	212.210	212.209	212.209	212.209	212.208	212.207	212.206	212.208
F6	212.038	212.037	212.036	212.037	212.036	212.036	212.035	212.033	212.036
F7	212.323	212.322	212.321	212.322	212.320	212.321	212.320	212.317	212.321
F8	212.096	212.095	212.094	212.095	212.093	212.094	212.093	212.090	212.094
F9	212.302	212.302	212.302	212.304	212.298	212.304	212.302	212.298	212.304
F10	212.174	212.173	212.172	212.173	212.174	212.172	212.171	212.171	212.172
F11	212.152	212.151	212.150	212.151	212.152	212.150	212.149	212.149	212.150
F12	212.102	212.102	212.102	212.104	212.101	212.104	212.102	212.101	212.104
F13	215.854	215.853	215.852	215.853	215.854	215.852	215.851	215.851	215.852
F14	215.423	215.422	215.422	215.423	215.423	215.423	215.421	215.421	215.423
F15	223.565	223.564	223.563	223.564	223.565	223.563	223.562	223.562	223.563
F16	223.589	223.588	223.588	223.589	223.590	223.588	223.587	223.588	223.588
F17	230.659	230.659	230.658	230.660	230.659	230.659	230.658	230.657	230.659
F18	230.388	230.387	230.386	230.387	230.388	230.386	230.385	230.385	230.386
F19	242.052	242.052	242.052	242.053	242.051	242.053	242.051	242.051	242.053
F20	241.781	241.780	241.779	241.780	241.782	241.779	241.778	241.779	241.779

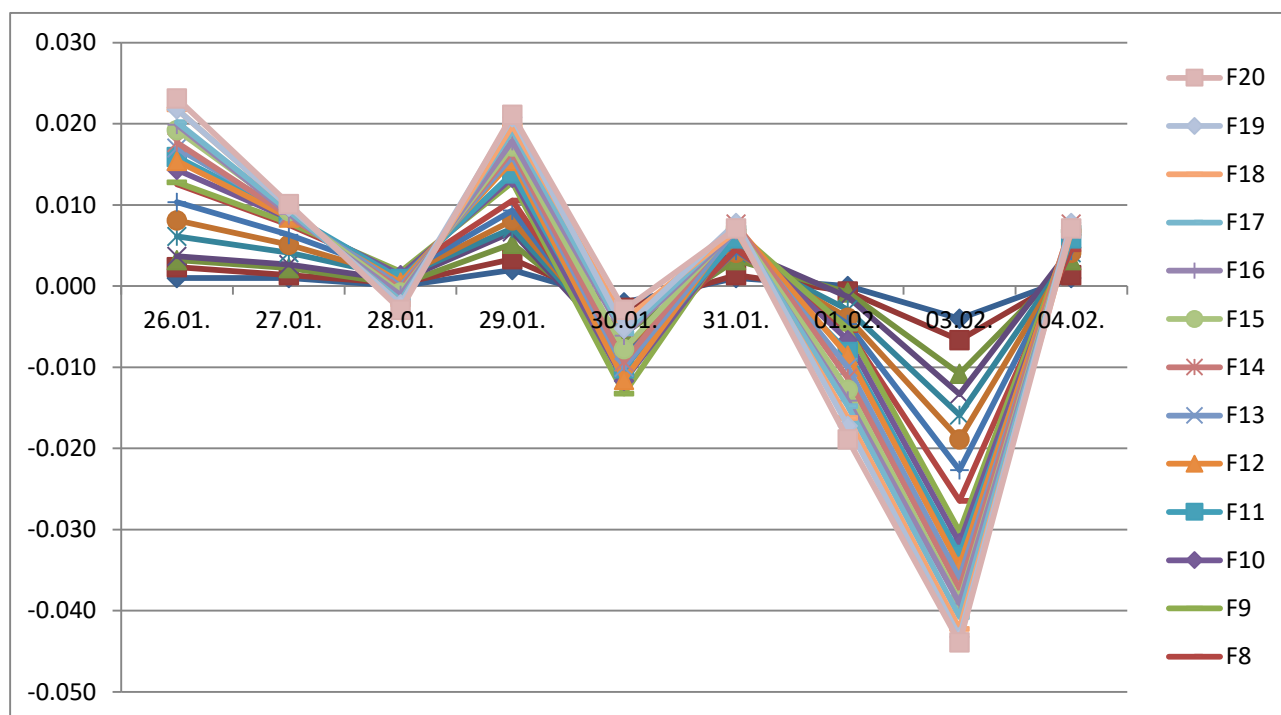


Рис. 3.7 Зміщення координат у площині Y-Y

Таблиця 3.9

Значення координати Z на різні епохи спостережень

Дата	26.01.	27.01.	28.01.	29.01.	30.01.	31.01.	01.02.	03.02.	04.02.
№ точки	Значення координати Z								
F1	258.809	258.810	258.808	258.805	258.804	258.805	258.808	258.810	258.808
F2	268.507	268.508	268.506	268.504	268.503	268.504	268.506	268.508	268.506
F3	258.819	258.819	258.818	258.815	258.813	258.815	258.818	258.819	258.817
F4	273.315	273.315	273.313	273.312	273.310	273.312	273.313	273.315	273.313
F5	258.530	258.531	258.530	258.527	258.526	258.527	258.530	258.531	258.529
F6	273.153	273.154	273.153	273.150	273.149	273.150	273.153	273.154	273.152
F7	251.971	251.972	251.971	251.967	251.966	251.967	251.971	251.972	251.970
F8	273.191	273.192	273.191	273.187	273.186	273.187	273.191	273.192	273.190
F9	258.736	258.736	258.734	258.732	258.730	258.732	258.734	258.736	258.734
F10	273.273	273.274	273.273	273.272	273.271	273.272	273.273	273.274	273.272
F11	258.806	258.807	258.806	258.805	258.804	258.805	258.806	258.807	258.805
F12	272.777	272.777	272.775	272.776	272.774	272.776	272.775	272.777	272.775
F13	251.783	251.784	251.783	251.782	251.781	251.782	251.783	251.784	251.782
F14	281.103	281.104	281.102	281.103	281.102	281.103	281.102	281.104	281.102
F15	251.771	251.772	251.771	251.771	251.770	251.771	251.771	251.772	251.770
F16	280.946	280.947	280.945	280.946	280.945	280.946	280.945	280.947	280.945
F17	251.936	251.937	251.935	251.935	251.934	251.935	251.935	251.937	251.935
F18	274.007	274.008	274.007	274.006	274.005	274.006	274.007	274.008	274.006
F19	251.907	251.907	251.905	251.906	251.904	251.906	251.905	251.907	251.905
F20	274.011	274.012	274.011	274.011	274.010	274.011	274.011	274.012	274.010

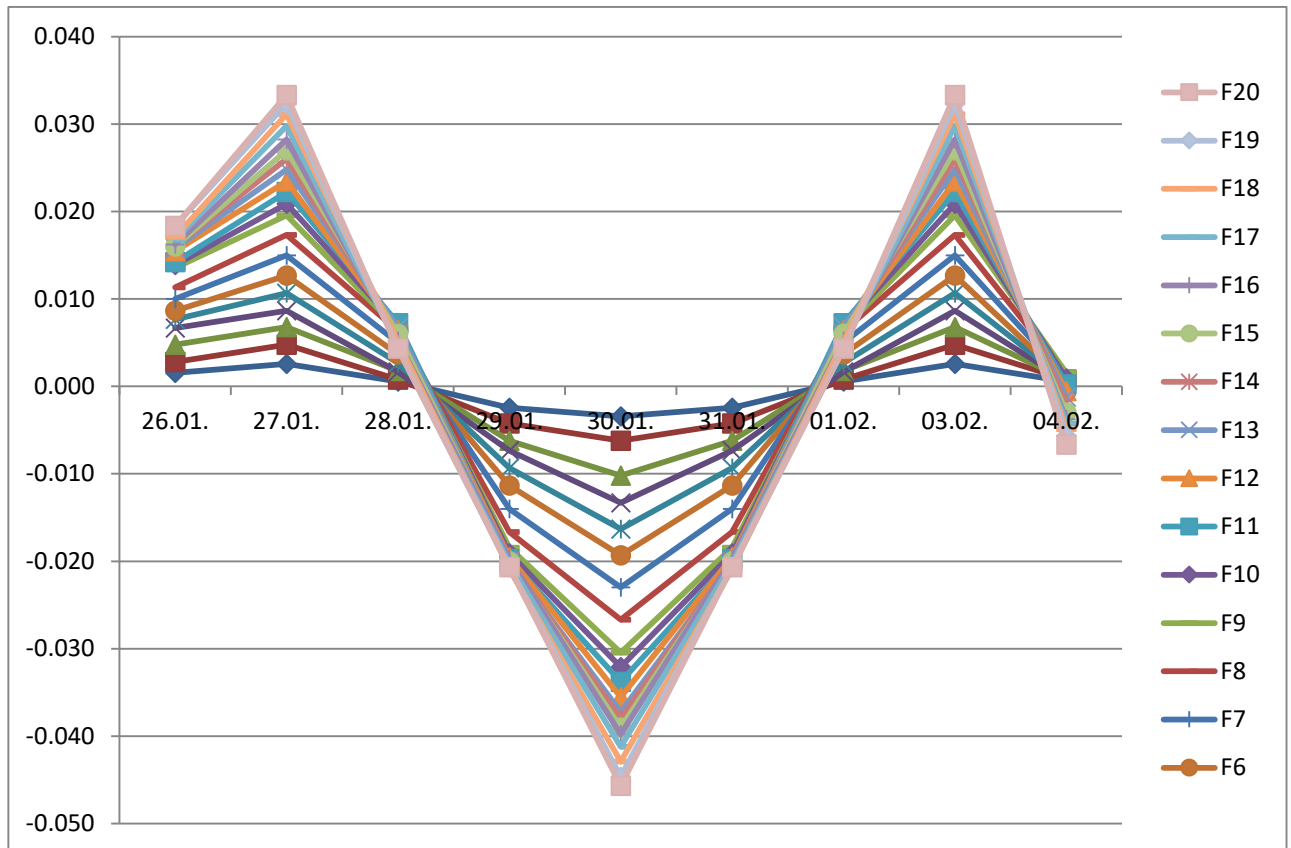


Рис. 3.8 Зміщення координат у площині Z-Z

У площині Y–Y (рис. 3.7) станом на 03.02.2025 р. максимальне зміщення було зафіксоване на марці F9 і становило **–4 мм**, тоді як мінімальне значення спостерігалось на марці F15 і дорівнювало **+1 мм**. Такі показники демонструють легкі переміщення конструкцій у вертикальному або поздовжньому напрямку осі Y, що є типовими для будівельних процесів.

У площині Z–Z (рис. 3.8) станом на 30.01.2025 р. максимальна вертикальна деформація була зафіксована на марці F15 і становила **–4 мм**, тоді як мінімальна на марці F12 дорівнювала **0 мм**.

Варто відзначити, що деформації у всіх трьох площинах мають випадковий характер: їхні значення близькі до синусоїдальної кривої і періодично проходять через нульову шкалу. Це свідчить про відсутність систематичних зміщень і підтверджує стабільність технічного стану конструкцій.

Згідно з апіорною оцінкою точності вимірювань, у період з 26.01.2025 по 04.02.2025 р. будівельні елементи не зазнали значних деформацій і залишались у первинному положенні. Коливання координат перебували в межах **±(3–6) мм**,

за винятком марки F16, яка перемістилася на **1 мм у площині Y–Y**, що також знаходиться в межах допустимих відхилень.

Аналіз зміщень координат у площинах X–X, Y–Y та Z–Z. На основі проведених інструментальних спостережень за геодезичними знаками житлового комплексу «Велика Британія» було здійснено аналіз деформацій у трьох площинах: X–X, Y–Y та Z–Z, що дозволяє оцінити поведінку конструкцій у горизонтальному, поздовжньому та вертикальному напрямках.

Систематичний геодезичний моніторинг координат у площинах X–X, Y–Y та Z–Z підтверджує стабільність конструкцій, відсутність небезпечних деформацій і забезпечує надійну базу для контролю будівництва та планування подальших заходів із підтримки технічного стану житлового комплексу.

4 ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Охорона навколишнього природного середовища під час виконання геодезичних робіт для забезпечення будівництва висотних споруд є важливою складовою виробничої діяльності та здійснюється відповідно до вимог чинного природоохоронного законодавства України, державних будівельних норм (ДБН), державних стандартів України (ДСТУ), санітарних правил та нормативів у сфері екологічної безпеки.

На стадії підготовки території будівництва передбачається виконання комплексу інженерно-підготовчих заходів, що включають зняття та складування родючого шару ґрунту з метою його подальшого використання під час рекультивації. Земляні роботи виконуються з урахуванням вимог щодо забезпечення стійкості укосів, недопущення розвитку зсувних процесів, суфозії, просідання ґрунтів та порушення природного гідрогеологічного режиму території.

Охорона водних ресурсів забезпечується шляхом улаштування систем водовідведення та організації локальної очистки зливових і виробничих стоків. У технологічних рішеннях передбачається застосування відстійників, піско- та нафтоловлювачів, фільтраційних споруд, що відповідають вимогам чинних ДБН у сфері водопостачання та водовідведення. Забороняється скид неочищених стічних вод у поверхневі та підземні водні об'єкти.

З метою зниження негативного впливу на атмосферне повітря передбачено впровадження комплексу заходів щодо зменшення запиленості та газових викидів у зоні будівництва. Застосовуються технології зрошення відкритих ґрунтових поверхонь, герметизації складів сипких матеріалів, а також використання будівельної техніки, що відповідає встановленим нормативам викидів.

Організація поводження з будівельними та побутовими відходами здійснюється шляхом роздільного збору, тимчасового зберігання у спеціально

відведених місцях та вивезення на ліцензовані полігони або підприємства з переробки відповідно до вимог ДСТУ та екологічного законодавства.

У відповідності до вимог санітарних норм і ДБН з планування та забудови територій забезпечується дотримання допустимих рівнів шуму та вібрацій. Роботи з підвищеним шумовим навантаженням регламентуються за часом виконання. Передбачається застосування шумозахисних екранів, віброгасильних пристроїв, а також проведення інструментального контролю параметрів шуму у зоні впливу будівництва.

Після завершення будівельно-монтажних робіт виконується рекультивація порушених земель, планування території, відновлення зелених насаджень та благоустрій прилеглих зон відповідно до вимог чинних будівельних норм.

Реалізація наведених природоохоронних заходів забезпечує зниження техногенного навантаження на навколишнє природне середовище, дотримання екологічної безпеки та відповідність проєктних рішень вимогам сталого розвитку.

При виконанні інженерно-геодезичних робіт особлива увага приділяється мінімізації впливу на ґрунтовий покрив та рослинність. У процесі закріплення геодезичних пунктів і реперів забезпечується локальний характер земляних робіт, застосовуються малогабаритні інструменти та технології, що не призводять до порушення природної структури ґрунтів і не викликають деградації рослинного покриву. Тимчасові геодезичні знаки після завершення робіт демонтуються з повним відновленням поверхні ґрунту.

Використання сучасних геодезичних технологій, зокрема супутникових GNSS-приймачів, електронних тахеометрів, лазерних сканерів та безпілотних літальних апаратів, сприяє суттєвому зменшенню екологічного навантаження на навколишнє середовище. Дистанційний характер вимірювань дає змогу зменшити площу техногенного впливу на територію, скоротити потребу у прокладанні тимчасових під'їзних шляхів та знизити механічне навантаження на ґрунти.

Під час експлуатації геодезичного обладнання вживаються заходи щодо запобігання забрудненню довкілля. Акумуляторні батареї та елементи живлення зберігаються і утилізуються відповідно до екологічних вимог. Забороняється неконтрольоване скидання відпрацьованих мастильних матеріалів, паливно-мастильних матеріалів та допоміжних технічних рідин у ґрунт або водні об'єкти.

Окрема увага приділяється охороні атмосферного повітря. Перевага надається використанню електронних приладів з автономним живленням та обладнання з низьким рівнем шуму. Переміщення автотранспорту для забезпечення геодезичних робіт організовується за мінімально можливими маршрутами з метою зменшення викидів відпрацьованих газів.

При виконанні геодезичних робіт у межах водоохоронних зон, прибережних захисних смуг та інших територій з особливим режимом використання забезпечується дотримання встановлених обмежень. Роботи проводяться без порушення берегової лінії, водоносних горизонтів та природних дренажних систем.

Застосування безпілотних літальних апаратів для аерофотознімання здійснюється з урахуванням вимог екологічної безпеки, без пошкодження рослинності та втручання у природні біоценози. Маршрути польотів плануються з метою уникнення зон підвищеної чутливості екосистем.

Після завершення комплексу геодезичних робіт виконується відновлення порушених ділянок, демонтаж тимчасових знаків, прибирання території та вивезення відходів у визначені місця. Всі природоохоронні заходи фіксуються у виробничій документації відповідно до встановлених вимог.

Таким чином, застосування сучасних геодезичних технологій у процесі забезпечення будівництва висотних споруд сприяє зменшенню антропогенного навантаження на навколишнє природне середовище та забезпечує відповідність робіт принципам екологічної безпеки та сталого розвитку.

ВИСНОВКИ

У магістерській роботі проведено ґрунтовний аналіз наявних методів передачі планових та висотних координат у висотному будівництві. На основі виконаного огляду визначено перспективність використання GNSS-технологій у задачах геодезичного забезпечення спорудження висотних об'єктів відповідно до чинних нормативно-технічних вимог.

Досліджено підходи до побудови просторових геодезичних мереж із застосуванням GNSS-технологій, а також систематизовано основні системи координат і встановлено ключові методи переходу між ними. Проведено аналіз систем висот і обґрунтовано оптимальний спосіб переходу від геодезичних до нормальних висот з урахуванням специфіки будівельного виробництва.

Розроблено методику попереднього розрахунку точності створення геодезичної основи, а також передачі планових координат і відміток на монтажні горизонти за допомогою GNSS-технологій. Такий підхід дає змогу визначати необхідний рівень точності геодезичних робіт залежно від висоти споруди.

Окрему увагу приділено методиці виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті із застосуванням GNSS-спостережень. Проведено моделювання точності під впливом нахилу споруди, що дало можливість обґрунтувати потребу введення поправок у координати пунктів відповідного монтажного горизонту у разі відхилення споруди від вертикальної осі.

У результаті експериментальних досліджень підтверджено можливість застосування GNSS-методів на нульовому етапі будівництва. Отримані дані дозволили, по-перше, порівняти точність визначення координат на дні котловану лінійно-кутовим та супутниковим методами, а по-друге — визначити середню квадратичну похибку створення наземної геодезичної мережі GNSS-методом. Оцінені значення СКП координат пунктів GNSS-мережі підтвердили придатність цього підходу для формування планової складової геодезичної основи.

Проведено також експериментальне дослідження процесу передачі координат супутниковими методами на монтажний горизонт. На підставі отриманих результатів сформульовано рекомендації щодо оптимальної тривалості спостережень на станції під час створення геодезичної основи GNSS-методами.

Доведено можливість практичного впровадження GNSS-спостережень для геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд. Обраний підхід забезпечує оперативне отримання результатів, безперервний контроль просторового положення споруди, врахування зміщень монтажного горизонту внаслідок її нахилу та відповідає вимогам чинних ДБН і ДСТУ щодо точності геодезичних робіт.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Войтенко С.П. Сучасні методи передачі координат пунктів просторової геодезичної мережі на монтажний горизонт / С.П. Войтенко, Р. В. Шульц, Ю.В. Медведський // Будівництво України: Наук.- виробн. журнал – К., 2009 – Вип. №9-10. С. 21-24.
2. Геодезичний енциклопедичний словник. / За ред. Володимира Літинського – Львів: Євросвіт, 2001. – 668 с.
3. Гофманн-Велленгоф Бернард. Глобальна система визначення місцеположення (GPS): Теорія і практика. / Б. Гофманн-Велленгоф, Г. Ліхтенеггер, Д. Колінз. Переклад з англ. мови за ред. Акад. НАНУ Я.С. Яцківа, - К.: Наукова думка, 1996. – 380 с.
4. ДБН В.1.3.-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів в будівництві «Геодезичні роботи в будівництві», міністерство регіонального розвитку та будівництва України, Київ, 2010
5. Двудіт П.Д Модель гравіметричних складових відхилень прямовисних ліній території України за даними EGM2008 / П.Д. Двудіт, Б.Б. Джуман, О.В. Смелянець // Геодинаміка: Наук.-техн. збірник - Л., НУ “Львівська політехніка”, 2012. – Вип. 1
6. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів, Київ 2010.
7. Медведський Ю.В. Методика експериментальних досліджень точності побудови геодезичної основи на монтажному горизонті GNSS-методом / Ю.В. Медведський // Інженерна геодезія: Наук.-техн. збірник - К., КНУБА, 2010. – Вип. 56. С. 53-56.
8. Медведський Ю.В., Математична модель визначення переміщення висотної споруди на основі фільтрації за Калманом / Ю.В. Медведський // Геодезія, архітектура та будівництво: Матеріали IV Міжнародної конференції молодих вчених GAC-2011. –Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2011. С. 176-179.

9. Методичні рекомендації для написання кваліфікаційної роботи здобувачами другого (магістерського) рівня вищої освіти ОС «Магістр» за спеціальністю 193 Геодезія та землеустрій / Укл.: Колодій П., Таратула Р. – Львів, ЛНУП, 2023. – 33 с.

10. Рій І.Ф., Бочко О. І., Біда О.Ю. Електронні геодезичні прилади: навч. пос. І.Ф. Рій, О. І. Бочко, О.Ю. Біда – Львів: «ГАЛИЧ-ПРЕС», 2021. – 336с.: іл.

11. Савчук С.Г. Проблемні питання під час використання сучасних супутникових технологій визначення координат / С.Г. Савчук // Геодезія, картографія і аерофотознімання. — Л.: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка». — 2007. — Вип. 69. — С. 20 – 33.

12. Сайт мережі ZAKPOS режим доступу <http://zakpos.zakgeo.com.ua/>

13. Черняга П.Г. Супутникова геодезія. Навчальний посібник / П.Г. Черняга, І.М. Бялик, Р.М. Янчук. 2-ге вид., без змін – Рівне: НУВГП, 2014. – 222 с.

14. Шульц Р.В. Особливості використання GPS - технології при створенні геодезичної основи на монтажному горизонті для потреб висотного будівництва / Р.В Шульц, Ю.В. Медведський // Містобудування та територіальне планування. – К.: КНУБА, 2009. – вип.. 35. С. 485-490.

15. Шульц Р.В. Розроблення проєкту створення інженерно-геодезичної мережі за допомогою супутникових спостережень / Р.В Шульц, О. Кучеренко, Ю.В. Медведський // Сучасні досягнення геодезичної наук и та виробництва: збірн. наук. праць – Л., 2010. – Вип. II(20). С. 130-134.

16. Шульц Р.В., Дослідження стабільності пунктів просторової геодезичної мережі / Р.В Шульц, М.В. Білоус, Ю.В. Медведський // Інженерна геодезія: Наук.-техн. збірник - К., КНУБА, 2010. – Вип. 55. С. 212-223.

17. Шульц Р.В., Розробка і дослідження методики створення геодезичної основи на монтажному горизонті при висотному будівництві / Р.В Шульц, Ю.В. Медведський // Містобудування та територіальне планування. – К.: КНУБА, 2009. – вип.. 34. С. 539-542.

18. Chiang K.-W. INS/GPS Integrations Using Neural Networks for Land Vehicular Navigation Applications. A Thesis for the Degree Doctor of Philosophy. The University of Calgary. Department of Geomatics Engineering. Calgary, Alberta, November 2004, p. 307.
19. Jansson P. Precise Kinematic GPS Positioning with Kalman Filtering and Smoothing. Theory and Applications. Doctoral Dissertation, Royal Institute of Technology, Department of Geodesy and Photogrammetry, Stockholm, Sweden, May 1998, pp 134.
20. Parkinson B.W. Global position System: Theory and Applications Volume I. – American Institute of Aeronautics and Astronautics / B.W. Parkinson. J.J.Jr. Spilker. – Washington: 1996. – p. 798. Volume II. – American Institute of Aeronautics and Astronautics. Washington. 1996. – p. 652
21. Schwarz, K. -P, and M.G. Sideris (1993). Heights and GNSS. GNSS World, February, Vol. 4, No.2, pp. 50-56. Innovation