

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет “Львівська політехніка”

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

Віват Анатолій Йосипович

УДК 528.48

ДИСЕРТАЦІЯ

УДОСКОНАЛЕННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕТОДІВ ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ
ВИМІРЮВАНЬ В ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБОТАХ

05.24.01 - Геодезія, фотограмметрія та картографія

05 «Технічні науки»

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

(підпис, ініціали та прізвище здобувача)

Науковий керівник:

Церклевич Анатолій Леонтійович
доктор технічних наук, професор

Ідентичність всіх примірників дисертації

ЗАСВІДЧУЮ:

*Вчений секретар спеціалізованої
вченої ради / _____ /*

Львів - 2023

АНОТАЦІЯ

Віват А.Й. «Удосконалення геодезичних методів підвищення точності вимірювань в інженерно-геодезичних роботах».

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.24.01 *Геодезія, фотограмметрія та картографія*. – Національний університет «Львівська політехніка», Міністерства освіти і науки України. Львів, 2023.

Дисертація присвячена вдосконаленню геодезичних методів підвищення точності вимірювань в інженерно-геодезичних роботах. Протягом багатьох десятиліть опрацьовані різні, що вже стали традиційними, геодезичні методи та технології інженерно-геодезичних робіт: мікротріангуляція, трилатерація, гідронівелювання, високоточні створні вимірювання, променеві та інтерференційні лазерні системи тощо. Усі ці методи та засоби геодезичних вимірювань добре вивчені та викладені в наукових працях, підручниках, монографіях та вивчаються у вишах майбутніми спеціалістами з інженерної геодезії. Цими методами та засобами виконували контроль планово-висотних деформацій найбільших ГЕС, ГАЕС, АЕС, ГЗК, висотних споруд тощо. Однак сучасні методи будівництва для дотримання технологічного процесу вимагають розробку нових методик та інструментарію, особливо в умовах обмеженого планування. До інженерних споруд, які потребують геодезичного забезпечення, відносять атомні-, гідро-, теплоелектростанції, тунелі, мости, висотні будівлі. Важливість виконання геодезичних робіт на всіх етапах будівництва, які супроводжуються точнішою реалізацією проектних розрахунків, забезпечує збільшення терміну експлуатації інженерних споруд. Важливість інженерно-геодезичного забезпечення як складової частини системи якості є пріоритетною в будівництві. Тому питання його удосконалення має велике значення і в майбутньому його важливість буде зростати.

Узагальнені інженерно-геодезичні роботи, які розглянуто у першому розділі, можна технологічно об'єднати за такими напрямками:

1. Геодезичне забезпечення інженерних споруд координатною основою ДГМ.
2. Геодезичне забезпечення інженерних споруд при їх зведенні та експлуатації.
3. Геодезичне забезпечення монтажу технологічного обладнання інженерних споруд.

Аналіз пункту 1 засвідчив, що проблеми однорідної точності координатного забезпечення малих інженерних споруд вирішено введенням у виробництво УСК2000. Це забезпечило середню СКП визначення координат на рівні 3 см для всієї території України. Щодо геодезичних мереж великих інженерних об'єктів, то СКП визначення координат залишились на рівні застарілих технологій вимірювань. Активний розвиток в Україні мереж перманентних БС дає можливість використовувати нові ГНСС методи в режимі реального часу для забезпечення координатною основою ДГМ інженерних споруд.

Щодо геодезичного забезпечення інженерних об'єктів при їх зведенні та експлуатації, то зазначимо, що в Україні такі роботи регламентують відповідні ДБН. У них описані види робіт, обладнання, яким їх виконують та регламентована точність. Оскільки геодезичні мережі на таких об'єктах проєктуються в обмежених умовах, то виникає потреба в розробці нових методик вимірювань та розвитку спеціальних геодезичних мереж.

Геодезичне забезпечення монтажу технологічного обладнання інженерних споруд в Україні регламентується відповідними нормативними вимогами. Ці норми визначають точність та методи виконання робіт. В Україні вивірення прямолінійності, співвісності, горизонтальності, висотності, нахиленості, вертикальності, паралельності, перпендикулярності, площинності, кривинності виконують спеціальним обладнанням автоколімаційними теодолітами, інварними дротами, калібрами, оптичними трубами із центрошукачами. У світовій практиці давно набули поширення методи, що базуються на використанні сучасних електронних приладів, як такі, що є в рази ефективніші,

продуктивніші та менш часозатратні. Тому постає питання впровадження таких технологій в українське виробництво.

У другому розділі з метою вдосконалення геодезичного забезпечення великих інженерних споруд координатною основою виконано:

1. Дослідження точності RTK-режиму ГНСС-вимірювань залежно від віддалі до базової станції, кількості сузір'їв супутників, кількості епох та виду зв'язку.

2. Дослідження можливості побудови геодезичних мереж з використанням статичних та синхронних RTK ГНСС-векторів.

3. Трансформацію планових координат із системи ETRF-2000 до системи ГТТ Дністровської ГАЕС. Розраховані параметри перетворення впроваджені у ПЗ CDC-NET для формування диференційних поправок Дністровської ГАЕС.

З метою перетворення еліпсоїдальних висот системи ETRF-2000 до системи нормальних висот ГТТ Дністровської ГАЕС створена регулярна сітка висот квазігеоїда, яка завантажена у ПЗ CDC-NET для передачі диференційних поправок у геодезичні висоти.

У третьому розділі з метою підвищення точності визначення параметрів інженерних споруд електронними тахеометрами та відповідно до інструкцій геодезичного виробництва, удосконалено методики та приладдя для послаблення впливу інструментальних похибок на вимірювання електронними тахеометрами, а саме:

1. Методика підвищення точності вимірювання віддалей електронними тахеометрами лінійно-кутовим способом.

2. Пристрій для підвищення точності вимірювань віддалі лінійно-кутовим способом між пунктами, центри яких задані отвором.

3. Візирну ціль, кульковий відбивач та двопризмовий давач-вектор для визначення геометричних параметрів інженерних споруд у просторі. Виконано аналіз електронних тахеометрів та їх використання у світовій практиці. Досліджено метрологічні характеристики електронних тахеометрів різних

виробників, подано необхідність їх правильного визначення на спеціальних установках.

Ключові слова: підвищення точності геодезичних вимірювань, високоточні геодезичні вимірювання, методика підвищення точності вимірювань, дослідження точності ГНСС-приймачів, RTK-режим, дослідження електронних тахеометрів, лінійно-кутові вимірювання, оптимізація геодезичних вимірювань.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті в наукових виданнях міжнародних наукометричних баз даних:

1. Litynskyi, V., Litynskyi, S., & Brydun, A. (2019). The accuracy investigation of point coordinates' determination using a fixed basis for high-precision geodesy binding. *Reports on Geodesy and Geoinformatics*, 107 (1), 19-23.
2. Vivat, A., Tretyak, K., & Lano, O. (2022). Investigation of determining the accuracy of spatial vectors by the satellite method in a real time mode. *Journal of Applied Geodesy*.

Статті у фахових виданнях України:

3. Антонюк, В., Астаф'єв, В., & Шевченко, Т. (2006). Комплексна реалізація методу встановлення обладнання в проектне положення з використанням сучасного та традиційного геодезичного обладнання. *Геодезія, картографія і аерофотознімання*, (67), 10-16.
4. Віват, А. Й. (2017). Дослідження точності визначення нормальних перевищень методом GNSS. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільське господарство*, (18), 11-19.
5. Віват, А. Й., Кордуба, Ю. Г., & Петров, С. Л. (2020). Дослідження впливу температури на зміну розміру контрольних лінійок із використанням індикатора годинникового типу. *Технічні науки та технології*, (3 (21)), 310-318.

6. Віват, А. Й., Літинський, В. О., & Покотило, І. Я. (2011). Дослідження точності визначення координат GNSS методом у режимі RTK. *Геодезія, картографія і аерофотознімання*, 52-59.
7. Літинський, В., Віват, А., & Літинський, С. (2015). Спосіб вимірювання взірцевого базису 2-го розряду для еталонування електронних тахеометрів. *Геодезія, картографія і аерофотознімання*, (81), 59-65.
8. Літинський, В., Віват, А., & Герасименко, Є. (2014). Методика визначення інтервалів нівелірних рейок електронним тахеометром. *Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва*, (1), 34-37.
9. Савчук, С., Тревого, І., & Віват, А. (2003). Обробка GPS-спостережень наукового геодезичного полігону. *Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва*, (1), 39-47.
10. Fys, M., Litynskyi, V., & Litynskyi S., (2021). Investigation of formulas determination of a point's plane coordinates by the invers linear-angular resection. *Geodesy, Cartography, and Aerial Photography*, 94, (20-28).
11. Vivat, A., & Nazarchuk, N. (2019). Дослідження методики застосування скануючого тахеометра Topcon is301 для побудови просторових моделей архітектурних форм. *Інженерна геодезія*, (67), 35-45.
12. Vivat, A., Petrov S., & Volkova V. (2022). Development methods of large-equipment installation in design position using electronic total stations. *Geodesy, Cartography, and Aerial Photography*, 95, (22-30).
13. Vivat, A., Tserklevych, A., & Smirnova, O. (2018). A study of devices used for geometric parameter measurement of engineering building construction. *Geodesy, Cartography, and Aerial Photography*, 87, 21-29.
14. Tserklevych, A., Vivat, A., & Petrov S. (2022). Engineering solutions for increasing the accuracy of geodesic measurements by total stations. *Geodesy, Cartography, and Aerial Photography*, 96, (58-69).

SUMMARY

Vivat A.I. Improving geodetic techniques of increasing the measuring accuracy during engineering surveying operations. – Qualifying scientific work published as a manuscript. Thesis for a PhD degree in Technical Sciences on specialty 05.24.01 – Geodesy, Photogrammetry and Cartography. – Lviv Polytechnic National University, Ministry of Education and Science of Ukraine. Lviv, 2023.

The thesis is devoted to improving geodetic techniques of increasing measuring accuracy and efficiency of measurements during engineering surveying operations. For many decades, different geodetic methods and techniques have been developed, many of whom having become the classical ones: micro-triangulation, trilateration, hydro leveling, high precision alignment survey, beam and interference laser systems etc. All these methods and means of geodetic measurements have been investigated quite well and described in scientific papers, manuals and monographs, and are being studied at universities by future specialists in engineering geodesy. These methods and means were used for monitoring of vertical deformations of the biggest hydropower plants, pumped-storage plants, nuclear power plants, mining complexes, high-rise buildings etc. However, modern construction approaches require new techniques and tools to be developed, especially under the conditions of limited planning. Engineering structures which need geodetic treatment are nuclear power plants, hydropower plants, thermal power stations, tunnels, bridges, high-rise buildings. Geodesic works are vitally important at all stages of construction accompanied with more sophisticated project calculations, since they prolong service life of above mentioned engineering structures. The importance of providing engineering geodesy works as a constituent part of a quality system is a first-priority part of the construction process. Therefore, the issue of its improvement is extremely important and will be even more important in the future.

In general, engineering geodesy works considered in Chapter 1 can be technologically combined into such directions, as:

1. Geodetic works providing a coordinate base of SGN for engineering constructions.

2. Geodetic works provided for engineering constructions during their building.
3. Geodetic works provided while installing technological equipment.

The analysis of Point 1 showed that issues of homogeneous accuracy of coordinate positioning for small engineering facilities was addressed by implementing into production The State Geodetic Reference Coordinate System (USC2000). It provided a MSE of coordinate determination at the level of 3 cm for the whole Ukraine territory. Regarding geodetic networks of big engineering objects, their normative errors stayed at the level of out-of-date measuring techniques. The rapid development of networks of permanent BS enables using new methods of GNSS in a real-time mode for providing the SGN coordinate base for engineering constructions. Considering geodetic works provided for engineering constructions during their building and exploitation, we can mention that in Ukraine such works are regulated by the relevant building codes. They include the description of kinds of works, equipment for them and regulated accuracy. Since geodetic networks at such objects are designed under the limited planning conditions, a need to develop new measuring techniques and special geodetic networks.

Geodetic support for the installation of technological equipment of engineering structures in Ukraine is regulated by the corresponding regulatory requirements. These norms determine the accuracy and methods of performance of works. In Ukraine, checks of straightness, equiangularity, horizontality, height, inclination, verticality, parallelism, perpendicularity, flatness, and curvature are carried out with special equipment, autocollimation theodolites, invar wires, gauges, optical tubes with center finders. In world practice, methods based on the use of modern electronic devices, which are much more effective, productive and less time-consuming, have long been widespread. Therefore, the question of introducing such technologies into Ukrainian production arises.

In Chapter 2, with the aim of improving the geodetic support of large engineering structures, the coordinate base is used to:

1. Investigation of the accuracy of the RTK mode of GNSS measurements depending on the distance to the base station, the number of satellite constellations, the number of epochs and the type of communication.

2. Researching the possibility of building geodetic networks using static and synchronous RTK GNSS vectors.

3. Transformation of the planned coordinates from the ETRF-2000 system to the GTT system of the Dniester PSPP. The calculated parameters of the transformation are implemented in the CDC-NET software for the formation of differential corrections of the Dniester Gas Station.

In order to convert the ellipsoidal heights of the ETRF-2000 system to the system of normal heights of the GTT of the Dniester Gas Power Plant, a regular grid of quasi-geoid heights was created, which was loaded into the CDC-NET software for transferring differential corrections to geodetic heights.

In Chapter 3, in order to increase the accuracy of determining the parameters of engineering structures by electronic total stations and in accordance with the geodetic production instructions, the methods and equipment for reducing the influence of instrumental errors on measurements by electronic total stations have been improved, namely: a method of increasing the accuracy of distance measurement by electronic total stations using the linear-angular method, a device for increasing the accuracy of distance measurements in a linear-angular way between points, the centers of which are given by the hole, a sighting target, a cross-beam reflector and a two-point sensor-vector for determining the geometric parameters of engineering structures in space. An analysis of electronic tacheometers and their use in global practice was also performed. The main technical characteristics of electronic tacheometers of various manufacturers have been summarized, the need for their correct determination on special installations has been presented.

Keywords: increasing the accuracy of geodetic measurements, high-precision geodetic measurements, methods of increasing the accuracy of measurements,

researching the accuracy of GNSS receivers, RTK-mode, researching electronic total stations, linear-angular measurements, optimization of geodetic measurements.

LIST OF PUBLISHER PUBLICATIONS

Articles in Scientific Publications of International Science Databases

1. Litynskyi, V., Litynskyi, S., & Brydun, A. (2019). The accuracy investigation of point coordinates' determination using a fixed basis for high-precision geodesy binding. *Reports on Geodesy and Geoinformatics*, 107 (1), 19-23.
2. Vivat, A., Tretyak, K., & Lano, O. (2022). Investigation of determining the accuracy of spatial vectors by the satellite method in a real time mode. *Journal of Applied Geodesy*.

Articles in professional editions of Ukraine:

3. Antoniuk, V., Astafiev, V., & Shevchenko, T. (2006). Comprehensive implementation of the method of installing equipment in the design position using modern and traditional geodetic equipment. *Geodesy, Cartography, and Aerial Photography*, (67), 10-16. (in Ukraine)
4. Vsvat A. (2017). Study of the accuracy of determination of normal excesses by the GNSS method. *Lviv National Agrarian University bulletin. Architecture and agriculture*, (18), 11-19. (in Ukraine)
5. Vivat, A., Korduba, Yu., & Petrov, S. (2020). Study of the effect of temperature on the change in the size of the control lines using a clock-type indicator. *Technical sciences and technologies*, (3 (21)), 310-318. (in Ukraine)
6. Vivat, A., Litynskyi, V., & Pokotilo, I. (2011). Checking the accuracy of determining the GNSS coordinates by the method in RTK mode. *Cartography, and Aerial Photography*, 52-59. (in Ukraine)
7. Litynskyi, V., Vivat, A., & Litynskyi, S. (2015). The method of measurement of the Model base of the 2nd category for calibrating electronic total stations. *Cartography, and Aerial Photography*, (81), 59-65. (in Ukraine)
8. Litynskyi, V., Vivat, A., & Gerasimenko, E. (2014). The method of determining the intervals of leveling rails with an electronic total station. *Modern achievements of geodetic science and production*, (1), 34-37. (in Ukraine)

9. Savchuk, S., Trevogo, I., & Vivat, A. (2003). Processing of GPS observations of the scientific geodetic polygon. Modern achievements of geodetic science and production, (1), 39-47. (in Ukraine)
10. Fys, M., Litynskyi, V., Vivat, A., & Litynskyi S., (2021). Investigation of formulas determination of a point's plane coordinates by the invers linear-angular resection. Geodesy, Cartography, and Aerial Photography, 94, (20-28).
11. Vivat, A., & Nazarchuk, N. (2019). Дослідження методики застосування скануючого тахеометра Topcon is301 для побудови просторових моделей архітектурних форм. Інженерна геодезія, (67), 35-45. (in Ukraine)
12. Vivat, A., Petrov S., & Volkova V. (2022). Development methods of large-equipment installation in design position using electronic total stations. Geodesy, Cartography, and Aerial Photography, 95, (22-30).
13. Vivat, A., Tserklevych, A., & Smirnova, O. (2018). A study of devices used for geometric parameter measurement of engineering building construction. Geodesy, Cartography, and Aerial Photography, 87, 21-29.
14. Tserklevych A., Vivat, A., & Petrov S. (2022). Engineering solutions for increasing the accuracy of geodesic measurements by total stations. Geodesy, Cartography, and Aerial Photography, 96, (58-69).

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ	15
ВСТУП.....	16
РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН ВЕДЕННЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ В УКРАЇНІ.....	23
1.1. Геодезичне забезпечення інженерних споруд координатною основою пунктів ДГМ	24
1.2. Геодезичне забезпечення інженерних споруд при їх зведенні та експлуатації	28
1.3. Геодезичне забезпечення монтажу технологічного обладнання інженерних споруд.....	30
1.4. Сучасні геодезичні прилади для виконання інженерно-геодезичних робіт	33
Висновки до розділу 1	38
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ТОЧНОСТІ ГНСС-МЕТОДУ В RTK-РЕЖИМІ ТА ВИКОРИСТАННЯ ЙОГО В ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБОТАХ	39
2.1. Дослідження точності ГНСС-методу в RTK-режимі.....	39
2.1.1. Дослідження точності RTK-режиму залежно від віддалі до БС у спеціально створених мережах БС	43
2.1.2. Реалізації RTK-режиму від автономної Базової станції.....	46
2.1.3. Дослідження впливу передачі поправок на точність RTK-режиму	48
2.1.4. Дослідження RTK-режиму з використанням двох синхронних роверних приймачів.....	49
2.1.5. Апостеріорна оптимізація мережі створеної ГНСС-технологією в статичному та синхронному RTK-режимі.	60
2.2. Розробка методики трансформування координат з ITRF-2014 до системи координат ГТТ Дністровської ГАЕС.....	63
2.2.1. Визначення параметрів трансформації від систем ETRF-2000 до системи координат ГТТ Дністровської ГАЕС	67

2.2.2. Визначення параметрів трансформації від системи еліпсоїдальних висот ETRF-2000 до системи висот ГТТ Дністровської ГАЕС.....	73
2.2.3. Результати експериментальних випробувань трансформаційного поля Дністровської ГАЕС.....	75
2.3. Методика оптимізації створення геодезичних мереж використанням статичних та RTK ГНСС-векторів.	77
Висновки до розділу 2	80
РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕКТРОННИХ ТАХЕОМЕТРІВ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ	80
3.1. Дослідження інструментальних похибок електронних тахеометрів....	80
3.1.1. Експериментальні дослідження систематичних похибок при вимірюванні горизонтальних та вертикальних напрямків.....	84
3.1.2. Дослідження похибки перефокусування на зміну положення візирної осі	87
3.2. Дослідження інструментальних похибок ЕТ при вимірюванні віддалей	89
3.3. Методика підвищення точності визначення віддалей лінійно-кутовим способом ЕТ	93
3.4. Розробка оптимальної візирної цілі та кулькового відбивача.....	97
3.5. Розробка двопризмового давача-вектора для визначення параметрів інженерних споруд довільної форми.....	104
3.5.1. Головна геометрична умова двопризмового давача-вектора	105
3.5.2. Точність визначення координат точки полюса залежно від точності визначення лінійних елементів базиса	107
3.5.3. Точність визначення координат точки полюса залежно від точності визначення координат оптичних центрів відбивачів.....	109
3.5.4. Вплив зміни температури на точність визначення координат полюса давача-вектора.....	110

3.6. Методика побудови геодезичних мереж в умовах обмеженого простору.	
.....	114
Висновки до розділу 3	116
ВИСНОВКИ	118
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	120
ДОДАТКИ	129

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ

СКП	Середня квадратична похибка
ГАЕС	Гідроакумулювальна електростанція
ГЕС	Гідроелектростанція
АЕС	Атомна електростанція
ГНСС	Глобальні навігаційні супутникові системи
ДБН	Державні будівельні норми
ГБН	Галузеві будівельні норми
ДСТУ	Державні стандарти України
СОУ	Стандарти організацій України
ETRF-2000	Європейська система координат
УСК-2000	Українська система координат
СК-42	Система координат 1942 року
ГТТ	Гідротехнічна триангуляція
БС	Базова станція
РП	Роверний приймач
РТК	Режим реального часу
ДГМ	Державна геодезична мережа
VRS	Віртуальна референцна станція
GPS	Глобальна навігаційна система Америки
GLO	Глобальна навігаційна система Росії
GAL	Глобальна навігаційна система Європи
BDU	Глобальна навігаційна система Китаю
РРК	Кінематика з постопрацюванням
РРР	Абсолютний метод визначення положення
ПЗ	Програмне забезпечення
ЕТ	Електронний тахеометр

ВСТУП

Актуальність теми. Однією з головних цілей і напрямів розвитку промислового та цивільного будівництва на сучасному етапі є підвищення технічного та якісного рівня будівельних робіт. Оперативне вирішення геодезичною службою будівельних задач сприяє підвищенню якості, зниженню вартості, підвищує експлуатаційну надійність та довговічність будинків і споруд, запобігає дефектам та руйнуванням. Однак вирішення наукових та практичних задач у галузі геодезичного забезпечення будівництва ведеться епізодично, розрізненими організаціями, що призводить до послаблення ефективності роботи геодезичних служб, відтоку кваліфікованих кадрів, зниження надійності, безпеки та якості будівництва і, як наслідок, до підвищення аварійності та додаткових витрат. Це свідчить про відсутність державної концепції розвитку геодезичного забезпечення точності вимірювань геометричних параметрів будівництва, розроблення якої потребує об'єднання зусиль багатьох зацікавлених інституцій, відомств та підприємств у сфері будівельної галузі. Існують також проблеми інформаційного забезпечення будівельного комплексу з питань геодезії, маркшейдерії та якості будівництва. Недостатньо використовуються інформаційні технології в будівництві і експлуатації будівель та споруд, відсутній банк даних про їх стан та експлуатаційні параметри. Ці питання є особливо актуальними, враховуючи перехід економіки України в цифровий формат з широким застосуванням BIM-технологій у будівництві та впровадженням геоінформаційних систем.

Найбільш часто повторюваними дефектами є зміщення конструкцій відносно проєктних осей, відхилення від вертикалі й проєктних відміток, ексцентриситет конструкцій. Ці та інші порушення призводять до зниження несної здатності та стійкості змонтованих конструкцій, створюють передумови для аварій, знижують експлуатаційну надійність і довговічність будинків та споруд, викликають великі непродуктивні затрати на усунення порушень як в процесі будівництва, так і в процесі експлуатації споруд.

Високоточна інженерна геодезія за точністю наближається до машинобудівних допусків, але має інший масштаб застосування на об'єктах з розмірами в десятки, сотні і більше метрів (як правило, така ситуація пов'язана з монтажем і контролем технологічного обладнання, об'єднаного в загальний технологічний комплекс). Вимірювання ліній, кутів, створів, перевищень, приростів координат є напрямками розвитку прецизійної інженерної геодезії, коли наявні методи не в повній мірі відповідають вимогам поставленої задачі. При цьому вимоги до точності та умов виконання вимірювань нерідко бувають унікальні. Так розміри технологічного обладнання можуть становити від сотень до тисячі метрів, а точність установки у проєктне положення – десяті і соті частки міліметра. Тому вдосконалення методів з підвищення точності вимірювань завжди буде залишатись актуальним завданням у практиці інженерно-геодезичних робіт. При цьому важливою є необхідність постійного спостереження (моніторингу) за просторовим положенням обладнання протягом усього терміну експлуатації. Особлива увага в сенсі безпечної експлуатації повинна приділятися гідроелектростанціям (ГЕС) та гідроакумулювальним електростанціям (ГАЕС), що розташовані в гірських місцевостях на великій висоті і в сейсмонебезпечних зонах. Все це вимагає моніторингу деформаційного стану подібних споруд для забезпечення руйнування. У зв'язку з цим виникла необхідність у застосуванні сучасних геодезичних приладів, які змінили технологію геодезичних вимірювань і дозволили працювати в просторових координатах в автоматичному режимі.

В останні роки ведеться інтенсивне будівництво висотних споруд. Постійне збільшення їх висоти і розмірів вимагає пошуку нових технічних рішень. Це ставить нові завдання з геодезичного забезпечення будівництва та оцінки достовірності, надійності і точності вимірювань. Увесь процес геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд вимагає одночасно виконуваного і функціонально пов'язаного між собою комплексу вимірювань, який об'єднаний новим терміном - багатофункціональні вимірювання.

Поєднання декількох методів для встановлення несних конструкцій споруд в проектне положення дає позитивний ефект і дозволяє здійснювати незалежний контроль вимірювань. Сучасні методи будівництва для дотримання технологічного процесу вимагають також розробки нових методик та інструментарію, особливо в умовах обмеженого планування.

Підвищенню точності вимірювань в інженерній геодезії сприяли дослідження таких українських вчених, як Відуєв М.Г., Баран П. І., Бурак К. О., Самойленко О. М., Боровий В. Г. Бурачек, Костецька Я. М., Тревого І. С., Перій С.С. та інші. У створенні інфраструктури підвищення точності визначення координат ГНСС-методом вклали багато зусиль українські вчені Савчук С. Г., Третяк К.Р., Кучер О.В., Заєць І. М., Марченко О.М., Калинич І. В. і зарубіжні вчені С. Rizos, Z. Altamimi, B. Hofmann-Wellenhof та інші.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Науково-дослідна робота автора відповідає науковому напрямку кафедри інженерної геодезії «Модернізація технологій інженерно-геодезичних робіт і геодезичного моніторингу інженерних споруд та геодинамічних явищ» та науковій тематиці робіт галузевої науково-дослідної лабораторії «Геодезичного моніторингу та рефрактометрії» (ГНДЛ-18) і навчально-наукової лабораторії «Опрацювання супутникових вимірювань» Інституту геодезії Національного університету «Львівська політехніка».

Результати досліджень автора пов'язані з госпдоговірною та науково-дослідною роботою за державним замовленням:

1. ДЗ/102-2021 «Розбудова мережі активних перманентних станцій глобальної навігаційної супутникової системи в південно-західному транскордонному секторі України для розширення послуг точного позиціонування»;

2. ГД № 0672 «Про створення єдиного просторово-часового координатного поля Дністровської ГАЕС».

3. 03/24-06 РЕМ «Геодезичний контроль (вивірка) технологічного обладнання статора турбогенератора ТВВ-1000-4УЗ на ВП ЗАЕС».

Мета і завдання дослідження - удосконалення геодезичних методів вимірювань в інженерно-геодезичних роботах. Для досягнення цієї мети в роботі необхідно було виконати такі завдання:

1. Удосконалити методику визначення координат глобальними навігаційними супутниковими системами (ГНСС) та оптимізувати побудову геодезичних мереж цими методами.

2. Розробити методику трансформації просторових координат, визначених ГНСС-методом, у планову та висотну геодезичну мережу інженерного об'єкта.

3. Удосконалити методи вимірювань електронними тахеометрами з використанням додаткового обладнання для визначення геометричних параметрів інженерних споруд в умовах обмеженого простору.

Об'єктом дослідження є високоточні інженерно-геодезичні роботи на об'єктах будівництва і моніторингу інженерних споруд.

Предметом дослідження є удосконалення геодезичних методів та опрацювання результатів вимірювань в інженерно-геодезичних роботах.

Методи дослідження. Для виконання дисертаційної роботи застосовували методи лінійної алгебри, математичного аналізу та статистичні методи математичного опрацювання геодезичних спостережень, а також методи математичного моделювання.

Наукова новизна одержаних результатів полягає в тому, що в роботі на основі результатів вимірювань:

1. Розроблено методику оптимізації побудови геодезичних мереж з використанням статичних та синхронних РТК-векторів, визначених ГНСС-методом, яка узгоджена із заданою точністю та економічною ефективністю.

2. Запропоновано методику трансформації просторових координат кінематичних геодезичних мереж, яка дозволяє підтримувати в часі трансформаційне поле в системі координат інженерного об'єкта.

3. Теоретично обґрунтовано та розроблено методику підвищення точності вимірювання віддалей лінійно-кутовим способом електронним тахеометром з врахуванням його метрологічних характеристик, яка забезпечує точність 0,2 мм на віддалі 50 м.

4. Удосконалено методику визначення параметрів інженерних споруд та технологічного обладнання електронним тахеометром в умовах обмеженого простору із застосуванням розробленого обладнання.

Практичне значення одержаних результатів:

1. Запропоновану методику визначення просторових координат за вимірними статичними та синхронними RTK ГНСС-векторами використано для моніторингових спостережень геодинамічної мережі Дністровської ГАЕС.

2. Розроблені візирні цілі та 3Д-тримачі використовують геодезисти з метою визначення параметрів інженерних споруд.

3. Розроблену методику вимірювання в умовах обмеженого простору використано для відновлення параметрів статора генератора на Запорізькій АЕС.

4. Методи та результати досліджень також впроваджені в навчальний процес для студентів спеціальності – 193 Геодезія та землеустрій, для дисципліни «Інженерно-геодезичний моніторинг і контроль в будівництві» та «Сучасні інженерно-геодезичні технології».

Особистий внесок здобувача. Основні положення та результати дисертаційної роботи, отримані автором, опубліковані в співавторстві у працях [1, 9, 10, 12, 35, 37, 48, 69, 81, 86, 90, 89, 91] та одноосібно – [8] досліджено точність визначення перевищень методом ГНСС, де автор планував та виконував спостереження та їх опрацювання. В опублікованих працях [10, 48, 91] автору належать експериментальні дослідження для визначення координат різних ГНСС-технології; у працях [34, 36] – досліджено спеціальні пристрої для підвищення точності вимірювання віддалей лінійно-кутовим способом на взірцевому базисі II розряду; у праці [68, 81] – досліджено оптимальне

положення електронного тахеометра для визначення його координат методом оберненої лінійно-кутової засічки. У роботах [87, 90] – розроблено оптимальну візирну ціль для підвищення точності візування, а також досліджено можливість підвищення точності визначення параметрів інженерних споруд електронними тахеометрами. У роботі [9] досліджено вплив зміни температури на геодезичне обладнання. У роботі [89] апробовано методику визначення параметрів інженерних споруд в умовах обмеженого планування. У роботі [1] поєднано класичні та супутникові технології для встановлення обладнання у проектне положення. У роботі [12] досліджено можливість використання ГНСС-технологій та електронного тахеометра для визначення параметрів архітектурних форм.

Апробація результатів дисертації. Основні теоретичні та експериментальні результати дисертаційної роботи доповідали та обговорювали на таких конференціях:

1. Міжнародна науково-технічна конференція «Геофорум» (Львів) у 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019 роках.

2. Міжнародна науково-практична конференція «Нові технології в геодезії, землевпорядкуванні та природокористуванні» (Ужгород) у 2012, 2014, 2016, 2018, 2020 роках.

3. Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених «Geoterrace» (Львів) у 2016, 2017, 2018, 2019, 2021, 2022 роках.

4. Міжнародна науково-практична конференція «Екогеофорум» (Івано-Франківськ) у 2016 році.

5. Міжнародна науково-практична конференція «Геопростір» (Київ) у 2017 році.

6. Міжнародна науково-практична конференція «Innowacyjne technologie geodezyjne- zastosowanie w ruznych dziedzinach gospodarki» (Kamionka, Poland) у 2017, 2018 роках.

7. III Міжнародна науково-технічна конференція «Актуальні проблеми відновлюваної енергетики, будівництва та екологічної інженерії» (Кельце, Польща) у 2019 році.

8. Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, Україна) у 2019 році.

9. Перша всеукраїнська науково-практична конференція «BIM-технології в будівництві: досвід та інновації» (Харків, Україна) у 2021 році.

10. 29th International Scientific Conference SCEgeo 2022 “Surveying, Civil Engineering and Geoinformation for Sustainable Development” (Wrocław, Poland) у 2022 році.

Публікації. За результатами дисертації опубліковано 14 наукових праць. Дванадцять статей у наукових фахових виданнях України та дві статті у виданнях, що входять до наукометричної бази даних Web of Science та Scopus.

Структура і обсяг дисертації. Дисертація складається із анотації, вступу, трьох розділів, загальних висновків, списку використаних джерел (91 найменування) та додатків. Загальний обсяг дисертації становить 136 сторінок.

РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН ВЕДЕННЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ В УКРАЇНІ

Інженерно-геодезичні роботи виконують для супроводу будівництва транспортних споруд (залізниці, шосейні дороги, злітно-посадкові смуги, мости, естакади тощо), трубопроводів, дамб, комплексних промислових споруд, атомних, тепло-та гідроелектростанцій, висотних будівель. Геодезичне забезпечення таких споруд в Україні виконують різними методами: мікротріангуляції, трилатерації, гідронівелювання, створними вимірюваннями, інтерференційними лазерними системами - та поділяють на три етапи:

1. Геодезичне забезпечення інженерних споруд координатною основою пунктів ДГМ.
2. Геодезичне забезпечення інженерних споруд при їх зведенні та експлуатації.
3. Геодезичне забезпечення монтажу технологічного обладнання інженерних споруд.

Перший етап нормується інструкціями топографо-геодезичного виробництва [23, 40, 39, 43]. Другий – державними будівельними нормами (ДБН) та галузевими будівельними нормами (ГБН) [15, 16, 18, 20, 21], а третій - ДБН та розробкою стандартів організацій України (СОУ) [51]. Інженерні об'єкти, які підлягають геодезичному моніторингу, є малими (з периметром у сотні метрів) та великими (з периметром у десятки кілометрів). Згідно з [39] координати всіх об'єктів всіх інженерних об'єктів повинні визначатись у державній геодезичній мережі (ДГМ) та закріплюватись геодезичними пунктами, марками та реперами певного зразка. До введення в дію Української системи координат (УСК2000) у 2005 році [42], використовувалась система координат радянського зразка системи координат (СК-42). Точність взаємного положення пунктів для території України була у межах 0,5 - 3 м залежно від віддалі між пунктами [31]. Введення УСК-2000 виправило помилки СК-42 та підвищило точність взаємного положення пунктів планової ДГМ України. Згідно з [31]

середня вадрагична похибка (СКП) із 24657 пунктів 1-4 класів триангуляційної ДГМ дорівнює 0,028 м. Підвищення точності ДГМ вирішило проблему малих інженерних об'єктів, а оскільки геодезичні мережі великих розвивались від старої СК-42, то похибки залишились. Використання ГНСС-приймачів дало змогу оцінити точність геодезичних мереж таких об'єктів. У таблиці 1.1 подано статистику точності планової геодезичної мережі Дністровської ГАЕС з 48 пунктів.

Таблиця 1.1

Залишкові деформації планової геодезичної мережі Дністровської ГАЕС

Залишкова деформація	x, м	y, м
Розмах	0,17	0,25
Середнє	0,10	0,15

В Україні функціонує дві ГАЕС, сім ГЕС, п'ять АЕС та декілька десятків гірничо-збагачувальних комбінатів, хімічних та нафтопереробних заводів із подібними проблемами геодезичної мережі, які блокують впровадження у виробництво сучасних технологій. У працях [14, 41] автори досліджують нові прилади з поєднанням класичних та сучасних методів ведення інженерно-геодезичних робіт.

1.1. Геодезичне забезпечення інженерних споруд координатною основою пунктів ДГМ

Координати пунктів геодезичної основи інженерного об'єкту визначають від функціонує пункту ДГМ [39]. Згідно з [31] середня СКП планової ДГМ України дорівнює 2,8 см, що з великим запасом точності достатньо для глобальної прив'язки інженерних об'єктів [16]. З урахуванням різновидів геодезичних вимірювань сформувалися технологічні процеси, такі як: триангуляція, трилатерація, полігонометрія, геометричне нівелювання, тригонометричне нівелювання, супутникові визначення координат. За точністю геодезичні вимірювання мають доволі широкий діапазон: від $1 \cdot 10^{-3}$ до $1 \cdot 10^{-7}$. У

технологічних процесах геодезичного виробництва точність вимірювань визначають класом виконання робіт (наприклад, нівелювання I, II, III і IV класів, полігонометрія 1, 2 розрядів). Так з інструкції [26] найсучаснішим методом визначення координат будівельного об'єкта є ГНСС-метод у статичному режимі. У таблиці 1.2 подано основні вимоги до визначення координат цим методом. Метод визначення координат у статичному режимі добре вивчений, апробований та використовується для моніторингу на багатьох інженерних об'єктах України [50, 60, 2, 27,34]. Перевагою статичного ГНСС-методу є висока точність, а недоліком – тривалість спостережень та опрацювання для визначення координат. Оскільки інструкція [26] є 1999 року випуску, а за 20 років у ГНСС розроблено нові, сучасніші методи, то очевидно є перспективи їх дослідження для використання в інженерно-геодезичних роботах.

Таблиця 1.2

Основні вимоги до супутникових спостережень

№	Найменування вимог	Клас мережі		
		2 клас	3 клас	4 клас
1	Типи супутникових приймачів	2 частотні	2 частотні	1 частотні
2	Тривалість сеансів безперервних вимірювань (не менше), год.	4-6	2-4	1-2
3	Найменша кількість супутників, які спостерігаються одночасно	4	4	4
6	Максимально допустиме значення GDOP	5	5	5
7	Відносна похибка визначення вектора-бази, не більше	1:300 000	1:150 000	1:25 000
8	Точність визначення координат, не більше, мм	40	40	50
9	Кількість незалежних центрувань антени на пункті (не менше)	1	1	1
10	Кількість повторних вимірювань висоти антени протягом сеансу спостережень (не менше)	2	2	2

Удосконаленням ДГМ є розвиток активних ГНСС-мереж, створене силами держави України та приватним бізнесом. На 2022 рік на території України встановлено 407 ГНСС-станцій, які об'єднані у шість мереж різної форми

власності та підпорядкування (рис. 1.1). За рекомендаціями міжнародної геодезичної служби такої кількості станцій достатньо для території з площею 603000 км². За цими рекомендаціями мережу необхідно створювати рівносторонніми трикутниками з довжиною сторони у 70 км. Тобто один трикутник забезпечуватиме територію у 2000 км. Згідно з [43], просторове положення ГНСС-станцій визначається методами супутникових геодезичних спостережень у загальноземній системі координат з відносною похибкою $\Delta p/p = 1/10^8$ (Δp - середня квадратична похибка визначення вектора p) за середньої відстані між пунктами 100-300 кілометрів.

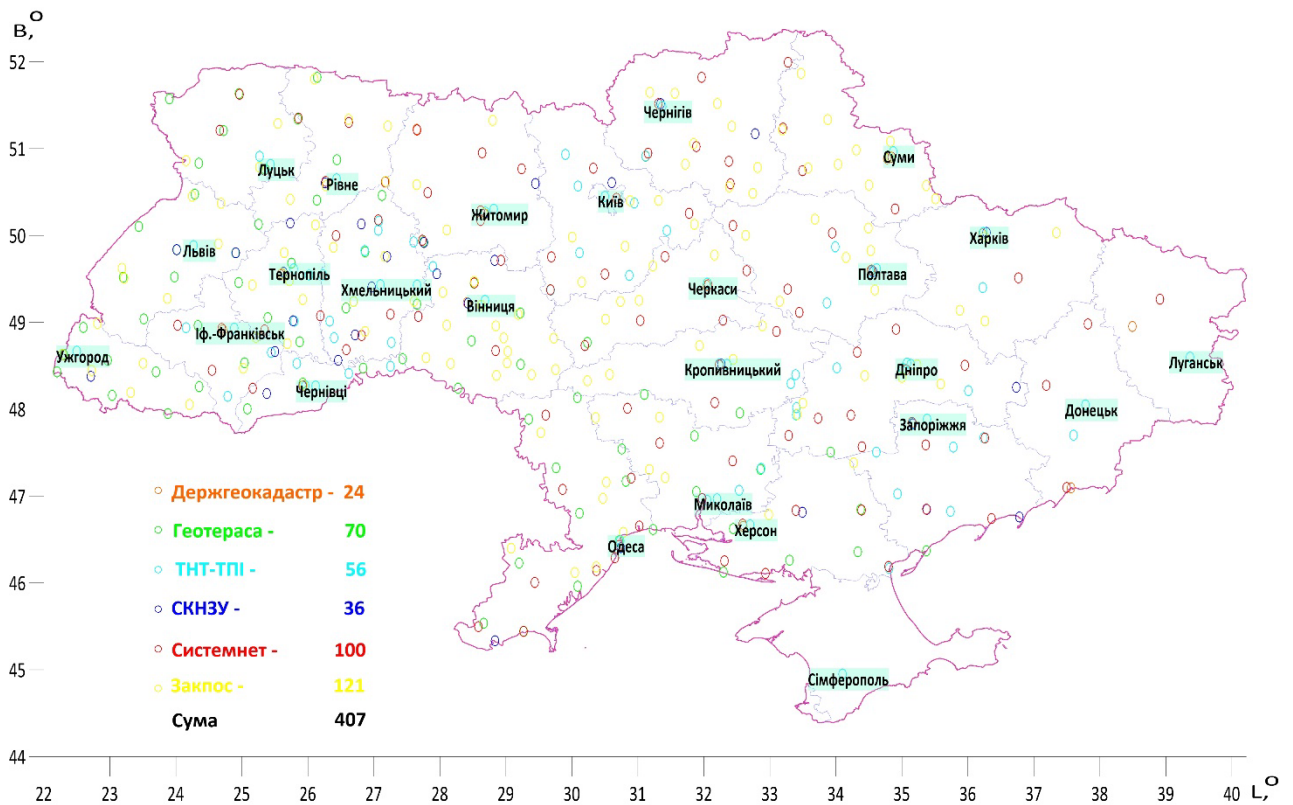


Рис. 1.1. Українські перманентні ГНСС-станції станом на 2022 рік

У країнах світу активно використовують такі мережі та розробляють нормативні документи для використання ГНСС у вирішення інженерних задач [74, 80]. Для великих та малих інженерних об'єктів виконують глобальну прив'язку у ДГМ. Для великих інженерних об'єктів за допомогою ГНСС виконують геодинамічний моніторинг у статичному режимі [49]. За допомогою ГНСС-технологій у статичному режимі визначають координати пунктів опорної

геодезичної мережі як для малих, так і для великих об'єктів [40]. Розвиток нових режимів ГНСС-методу визначення положення вимагає певних досліджень для створення нових інструкцій. Нові методи ГНСС:

- кінематики у реальному часі (RTK),
- кінематики з постопрацюванням (PPK),
- точного визначення положення (PPP).

Ці методи визначення положення добре вивчені науковцями. Так, наприклад, метод RTK апробували ще у 1986 році [84] та отримали високу точність визначення положення точки у просторі на рівні 10 мм на коротких до 1 км віддалях, але у зв'язку з відсутністю інфраструктури розробку методу відклали. Класичним визначенням координат ГНСС-методом у режимі RTK є метод диференціальних вимірювань з використанням нерухомого БС і рухомого РП супутникових сигналів. Обидва приймачі виконують одночасні спостереження. Диференційні поправки формує базовий приймач та передає на роверний за допомогою бездротового зв'язку. Таким чином уточнюється положення РП. Тому у класичному RTK-режимі кінцевим результатом є уточнені координати пунктів у просторовій системі координат. За останні роки утворилось багато нових виробників ГНСС-обладнання, які розвивають технологію RTK. Серед них South, CHC, Comnav – КНР, Stonex – Італія, Satlab – Швеція тощо. Перевірка точності та якості ГНСС-визначень в RTK режимі регламентує стандарт [74]. Детальний аналіз цього стандарту виконано у роботі [65]. У роботах [71, 67, 63] досліджено точність RTK методу визначення координат у різних країнах Світу від національних мереж за технологією віртуальної референцної станції (VRS) та від одиничної БС. В Україні [47, 33] досліджено роботу РП від мережі БС Zakpos. У роботах [10, 86, 87, 88, 11] у різні роки ми досліджували нові ГНСС-технології на різних геодезичних полігонах. Режим RTK забезпечив точність планового положення на рівні полігонометрії 4 класу та висотного на рівні нівелювання III класу. Для реалізації режиму RTK необхідно мережу наземних БС з певною щільністю

розміщення з визначеними координатами. Використання RTK-режиму в задачах інженерної геодезії має декілька проблемних питань. Перелічені вище дослідження виконані у різні роки і переважно двосистемними приймачами. На сучасному етапі розвитку є доступними чотирисистемні приймачі.

Метод РРК – один із диференційних методів ГНСС. Полягає в точному визначення координат за допомогою РП, вводячи поправки з БС після збору даних. Метод використовують у місцях поганого зв'язку для визначення положення рухомих об'єктів. Даний метод, як і всі диференційні ГНСС-методи, потребує видимості ідентичних супутників на РП та БС. У роботі [83] досліджено точність РРК методу на різних довжинах базових відрізків у Туреччині. Автори довели можливість визначення положення рухомого приймача з похибкою 10-30 мм. Під час виконання державного замовлення згідно з договором ДЗ/102-2021 ми дослідили точність визначення координат у РРК режимі одно, та двочастотними приймачами на різній довжині базових векторів згідно з ДСТУ [20]. Отримані похибки визначення координат підтверджують дослідження [83] і є у межах 10-40 мм.

Метод PPP – ГНСС-метод отримання просторових координат з сантиметровою точністю за допомогою отримання поправок до ефемерид орбіт і бортових годинників усіх видимих супутників. PPP є одним із методів DGPS і розроблений компанією NovAtel (Канада) у 2005 р. Метод не вимагає від виконавця наявності БС та сигналу із супутників систем диференціальної корекції. У роботі [64] авторами доведено можливість визначення координат з похибкою 5 мм у режимі PPP при фіксованому вирішенні неоднозначності. Цей метод є найновіший та найперспективніший, який зараз активно розвивають.

1.2. Геодезичне забезпечення інженерних споруд при їх зведенні та експлуатації

Згідно з [16] до складу геодезичних робіт, що виконуються на будівельному об'єкті, входять: побудова зовнішньої геодезичної розмічувальної мережі, побудова геодезичної розмічувальної мережі

будівництва, детальне розмічування елементів будівництва, створення внутрішньої розмічувальної мережі на вихідному та монтажних горизонтах, виконавче знімання, вимірювання деформацій фундаментів та конструкцій будівель.

Вимірювання виконують різними геодезичними приладами та методами: осьові (одномірні), коли точки визначають відносно заданої лінії або осі; планові (двовимірні), коли точки спостерігають по двох координатах у горизонтальній площині; висотні - для визначення тільки вертикальних переміщень; просторові (тривимірні), коли знаходять повний зсув точок у просторі по трьох координатах. Також у [16] рекомендують закріплювати геодезичні пункти у вигляді будівельної сітки безпосередньо на будівництві. Рекомендоване обладнання – теодоліти, нівеліри та сталеві рулетки.

Розрахуємо згідно з [16] регламентовану точність геодезичних вимірювань у будівництві. Дані подано в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3

Регламентована точність виконання геодезичних робіт згідно з ДБН

№	Критерій точності вимірювання	Діапазон точність	Довжина параметра L=10 м	Довжина параметра L=100 м
1	СКП вимірювання кута	3" - 30"	-	-
2	СКП вимірювання віддалі	$\frac{L}{25000}$	0,4 мм	4 мм
3	СКП вимірювання висоти	1 мм – 5 мм	-	-
4	СКП передачі перевищень	$2_{\text{мм}} + 10_{\text{мм}} \frac{H}{100}$	3 мм	12 мм
5	СКП передачі планового положення	$2_{\text{мм}} + 3_{\text{мм}} \frac{H}{100}$	2,3	5

Також у праці [4] спостерігається брак сучасних методів для геодезичного забезпечення будівництва. У роботах [6, 7] для моніторингу інженерних конструкцій запропоновано використовувати електронні тахеометри та

розроблені способи вимірювання ними. У праці [5] автори намагались осучаснити класичні інженерно-геодезичні методи, але описане обладнання, на жаль, також застаріле. Сучасні інженерно-геодезичні методи вимірювань у поєднанні сучасних ГНСС та ЕТ подано у праці [13].

1.3. Геодезичне забезпечення монтажу технологічного обладнання інженерних споруд

В Україні, де не налагоджене виробництво високоточного геодезичного обладнання, переважно використовується класичний підхід для контролю геометричних параметрів інженерних конструкцій. Так у роботах [2, 3] контроль геометричних параметрів виконують такими методами:

1. Вивірення співвісності виконують прямолінійним розміщенням конструкцій відносно створу у двох площинах. Застосовують теодоліт і рулетку.

2. Вивірення горизонтальності здійснюють методом горизонтального нівелювання з удосконаленим механізмом. Застосовують нівеліри.

3. Вивірення висотного положення конструкцій виконують методом геометричного, гідростатичного та мікронівелювання.

4. Вивірення нахилу проводять способом нівелювання і похилого створу. Застосовують нівеліри та оптичні квадранти.

5. Вивірення вертикальності здійснюють з використанням механічної вертикалі, оптичної вертикалі, вертикальної референтної площини. Прилади вертикального проєкціювання. Наприклад, для контролю вертикальності валів, іонізаційних каналів АЕС та прямолінійності балок підвісних кранів використовують сучасні прилади вертикального проєкціювання з мікрометричною насадкою.

6. Вивірення паралельності виконують із застосуванням методу бокового нівелювання. Прилади-нутроміри, сталеві рулетки.

7. Вивірення перпендикулярності виконують, використовуючи метод визначення горизонтального кута між двома плоскими конструкціями. Прилади-теодоліт та електронні тахеометри.

8. Вивірення площинності проводять методом нівелювання поверхні. Прилади нівелір, фотокамера, електронний тахеометр, лазерний сканер.

9. Вивірення кривини виконують з використанням методу обкочування та оперізування. Прилади-нутроміри, сталеві рулетки.

Так, наприклад, у роботі [79] для визначення геометричних параметрів та дослідження стабільності просторово-часового положення будівельних конструкцій рекомендується застосовувати спеціальне обладнання: інклінометри, лазерні трекеери та сканери. Вивірення прямолінійності та співвісності здійснюють при виготовленні, збиранні та монтажі промислових установок (компресорів, насосів, реакторів, турбін, технологічних трубопроводів тощо). В Україні, зазвичай, вивірення проводять струнними, на віддалі 5-10 м, і оптичними, на віддалі до 50 м, способами. При цьому використовують інварні дроти, індикатори годинникового типу, коліматори, інтерферометри та лазери. Засобом фіксації відхилень від заданого горизонтального чи вертикального створу є спеціальні марки-центрошукачі. Найточнішим є інтерференційний спосіб, що забезпечує точність 0,02 мм при довжині створу 100 м. Також щодо геодезичного забезпечення технологічного обладнання розробляють додаткові галузеві нормативні вимоги. Так, у [18, 19, 22] нормативні вимоги регламентують точність геодезичних робіт. У стандарті України [19] ключовим елементом є допуск – це абсолютне значення різниці граничних величин геометричного параметра. Допуск встановлюється і залежить від номінальних розмірів та класу точності.

$$\Delta x = i \cdot K, \quad (1.1)$$

де i – одиниця допуску, що визначається залежно від значення нормованого геометричного параметра, K – коефіцієнт точності, що встановлює кількість одиниць допуску для даного класу точності.

Коефіцієнт K залежить від виду робіт та класу точності. Клас точності залежить від матеріалу (метал [$K=0,3$], бетон [$K=0,7$], цегла [$K=2$]). Види робіт поділяють на три класи:

- виготовлення будівельних конструкцій,
- геодезичне розмічування,
- будівельно-монтажні роботи.

Отримана безпосередньо з вимірювань середня квадратична похибка при довірчій ймовірності $P = 0,95$ лінійно залежить від дійсної граничної похибки:

$$\delta x_{скп} = \frac{\Delta x}{4}. \quad (1.2)$$

Розрахуємо за формулами (1.1), (1.2) апіорні СКП вимірювання при геодезичному моніторингу інженерних споруд, виготовлених з металу та з бетону різної довжини. Дані подано у таблиці 1.4.

Таблиця 1.4

Допуски та СКП для розмічування деталі довжиною 10 м, виготовленої зі сталі та бетону

Вид робіт	L=10 м			
	Сталь		Бетон	
	Δx , мм	δx , мм	Δx , мм	δx , мм
Розмічування точок та осей у плані	5,2	1,3	12,2	3,1
Передачі точок та осей по вертикалі	2,1	0,5	4,9	1,2
Розмічування точок впродовж створу	1,3	0,3	3,1	0,8
Розмічування висотних позначок	3,1	0,8	7,3	1,8
Передачі висотних позначок	1,3	0,3	3,1	0,8
Встановлення перпендикулярності осей	2,1	0,5	4,9	1,2

Оскільки конструкції можуть складатись із декількох деталей, то у стандарт [18] вводять поняття функціонального допуску – систему модулів (сукупність правил взаємоув'язування розмірів об'ємно-планувальних або конструктивних елементів будинків та споруд). Також вводять поняття розмірний ланцюг – сукупність розмірів, що утворює замкнутий контур і який безпосередньо використовують у розв'язанні задач технології будівництва.

1.4. Сучасні геодезичні прилади для виконання інженерно-геодезичних робіт

Світове приладобудівне виробництво для геодезичного забезпечення інженерних об'єктів пропонує електронні тахеометри. Необхідно виділити фірму Leica-Geosystems (Швейцарія), яка понад сто років успішно розвивається у галузі високоточного геодезичного обладнання та в останні десять років отримала потужне фінансування та вливання технологій від шведського компанії Hexagon. Японська фірма Topcon Positioning Systems на другому місці з впровадження новітніх технологій у геодезичні вимірювання. Фірма Trimble Navigation (США) у цій галузі вибрала шлях монополіста. Такі відомі європейські бренди, як Carl Zeiss, Geodimeter, Spectra Precision зараз є під брендом Trimble. Для геодезичного забезпечення інженерних споруд та монтажу технологічного обладнання виробники пропонують електронні тахеометри. Суть електронного тахеометра – вимірювати кути та віддалі і за ними обчислювати координати. У сучасних електронних тахеометрах використовують три системи відлічування: кодову, імпульсну та динамічну [29]. На сьогодні використовують комбінацію кодово-імпульсного відлічування. У цьому напрямі розробок цифрового відлічування слід відзначити швейцарську фірму Leica-Geosystems. У 2018 році фірма розробила технологію відлічування кодових кругів з чотирьох енкoderів та реалізувала її в електронному тахеометрі TS-30. Названа система складається з кодового скляного круга та чотирьох енкoderів – зчитувачів. Таку систему використовують також у високоточних приладах лазерних трекарах. Для підвищення точності відлічування у TS30 використовують високу частоту – до 5000 вимірювань за секунду. Фактичне положення аліади визначається системою зчитування з чотирьох давачів. Таким чином, усувають систематичні довго – та короткоперіодичні похибки, підвищується точність вимірювання. Крім того, підвищується надійність вимірювання кута. У більшості електронних тахеометрів використовують два зчитувачі, які виключають π -періодичну

похибку ексцентриситету круга щодо вертикальної осі обертання приладу. Використання ж чотирьох зчитувачів виключає інші n -періодичні похибки ексцентриситету круга. У роботі [76] досліджено підвищення точності вимірювання кута на 30% за допомогою чотирьох зчитувачів порівняно з двома. Фахівцями Leica-Geosystems доведено достовірність підвищення точності на автоколімаційній установці [3]. На рис. 1.2 подано відхилення горизонтальних та вертикальних кутів TS30 від автоколімаційної установки. Відповідно розраховані значення СКП для двох зчитувачів $\sigma = 0,301''$ та чотирьох $\sigma = 0,203''$.

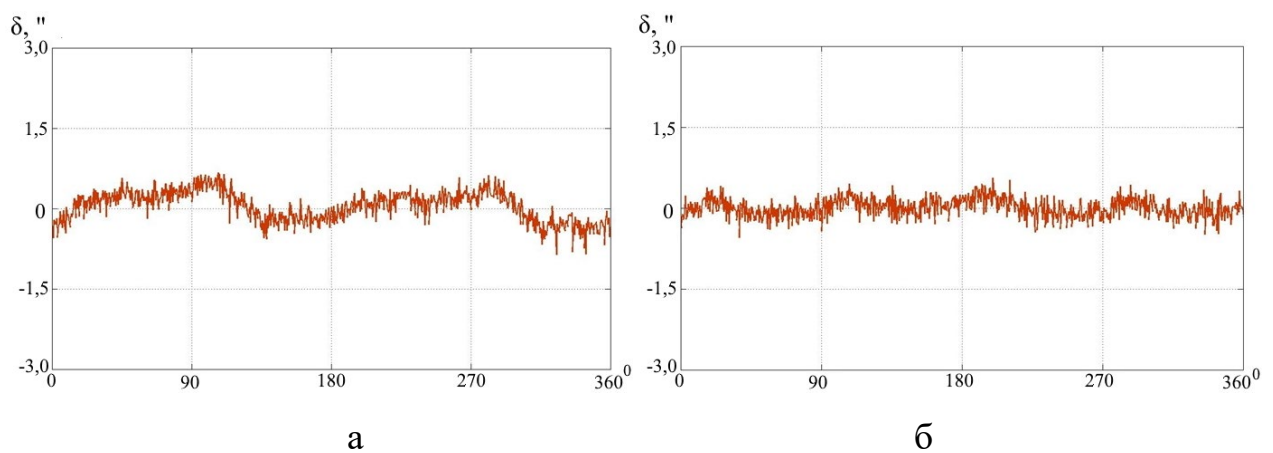


Рис. 1.2. Похибка відлічування за допомогою двох зчитувачів (а) та чотирьох (б) зчитувачів [76]

Після відлічування до процедури вимірювання горизонтальних та вертикальних напрямків вводять поправки за геометричні умови тахеометра:

- непрямовисність вертикальної осі приладу (l, t),
- відлік місця нуля вертикального круга (i),
- неперпендикулярність візирної та горизонтальної осі приладу (c),
- неперпендикулярність горизонтальної та вертикальної осі приладу (a).

Перед випуском тахеометра ці інструментальні похибки визначаються та у сервісній програмі обнулюються в заводських умовах. Значення цих похибок змінюються з часом, тому їх уточнення доступне користувачеві та згідно з інструкцією [75] рекомендується визначати:

- перед першими вимірюваннями,

- перед виконанням роботи особливо високої точності,
- після тривалого транспортування приладу,
- після довгого зберігання, якщо температура середовища та температура, при якій проводилась перевірка, відрізняються більше ніж на 20 °С.

Основною референцною площиною електронного тахеометра є горизонтальна площина, яка задається рівнем масла компенсатора. Перпендикулярна лінія до рівня масла, яка містить вісь обертання приладу, є вертикальною віссю. Точність встановлення вертикальної осі у прямовисне положення є основною характеристикою точності кутомірної системи електронного тахеометра. Ця похибка є систематичною як для горизонтальних вимірних напрямів і не виключається з вимірювань при двох положеннях круга. На сьогодні світове виробництво налічує близько п'яти конструкцій давачів нахилу, які використовують у геодезичних електронних тахеометрах. Давачі нахилу захищені патентами. Найвищу точність визначення площинності забезпечують рідинні давачі [76]. Визначені значення поздовжнього та поперечного нахилу вертикальної осі зберігається у пам'яті приладу і вводиться як систематична складова для виправлення вимірних напрямків кутомірною системою. Діапазон роботи давачів нахилу та їх точність є нормованою величиною. Її приводять у технічних характеристиках приладу.

Щодо віддалемірної частини, то в електронних тахеометрах використовують фазовий віддалемір, який добре вивчений і забезпечує високу точність та стабільність вимірювання віддалей. У табл. 1.5 подано значення технічних характеристик для тахеометрів різних виробників та різних технологічних епох (рік випуску приладу).

Протягом останніх років у геодезичне забезпечення будівництва активно проваджується технологія наземного лазерного сканування. Так звана хмара точок для інженерного об'єкта може включати осі, ребра, поперечні перерізи, площі поверхні тощо. За хмарою точок виконують моделювання необхідних об'єктів, або визначають необхідні елементи структури безпосередньо точок

[77]. Лазерні сканери в інженерній геодезії апробовані та описані в багатьох наукових статтях [44, 55, 56].

Таблиця 1.5

Основні технічні характеристики електронних тахеометрів

Модель (рік випуску)	Виробник	Похибка компенса- тора, "	Діапазон роботи, '	Метод відлічу- вання	СКП виміру кута, "	СКП виміру віддалі
TS-30 (2018)	Leica Geosystems	0,5	4	4-осьов.	0,5	0,6 мм + 1 мм*S _{км}
TCRP1201 R300 (2008)	Leica Geosystems	0,5	4	2-осьов.	1	1 мм + 1 мм*S _{км}
S-3 (2010)	Trimble Navigation	0,5	5	2-осьов.	2	1,5 мм + 2 мм*S _{км}
IS-300 (2010)	Topcon Positioning	0,5	6	2-осьов.	1	2 мм + 2 мм*S _{км}
R1 (2018)	Stonex	1	3	2-осьов.	2	2 мм + 2 мм*S _{км}

Сутність наземного лазерного сканування полягає у вимірі з високою швидкістю відстаней від сканера до точок об'єкта та реєстрації відповідних напрямків (вертикальних і горизонтальних кутів). Отже, вимірювані величини при наземному лазерному скануванні є аналогічними, як і при роботі з електронними тахеометрами. Однак принцип загального знімання об'єкта лазерним сканером, а не його окремих точок, характеризує тривимірне зображення, так званий скан. Інша технологія – лазерний трека у геометричному сенсі такий же як і лазерного сканера. Прилад вимірює горизонтальний, вертикальний кути та просторову віддаль. У фізичному сенсі прилад більш досконалий і, як наслідок, точніший. Лазерні трека використовують в автомобільній, суднобудівній, аерокосмічній та енергетичній галузі промисловості. На сьогодні це найточніший прилад здатний визначити просторове положення об'єкту в реальному часі з високою точністю. У таблиці

1.6 подано основні технічні характеристики геодезичного обладнання, що використовують для геодезичного моніторингу інженерних споруд у світі.

Таблиця 1.6

Основні технічні характеристики сучасного геодезичного обладнання

Характеристика	ГНСС	TPS	Нівелір	Сканер	Трекер
Діапазон віддалі	Необмежено	0 – 1000 м	0 – 100 м	0,6 – 130 м	0 – 80 м
Діапазон простору	B-360 ⁰ / Г-360 ⁰	B-270 ⁰ / Г-360 ⁰	B- 0 ⁰ / Г-360 ⁰	B-270 ⁰ / Г-360 ⁰	B-130 ⁰ / Г-360 ⁰
Точність	8 мм	1 мм/1"	0,3 мм	2 мм	16 мкм
Швидкість	1/60 с	1/5 с	1/2 s	1000000/1с	16 000/1с
Метод вимірювання	Фазовий	Фазовий	Фазовий	Фазовий	Фазовий

Більшість сучасних лазерних трекерів вимірюють два кути (горизонтальні та вертикальні), відносну віддаль, абсолютну віддаль та визначають нахил головної горизонтальної площини точними давачами. Крім того, вони виконують допоміжні вимірювання, такі як тиск, температуру для внесення поправок у вимірювання. Кутіві величини визначаються трекером значно гірше за віддалі. Для цілей на віддалі 30 м кути визначатимуться у 4 рази гірше за віддалі. Причиною цього є недосконалість системи відлічування, коливання вертикальної осі та визначення її положення компенсаторами [70]. У 2008 році наукоці національної лабораторії прискорення SLAC [70] провели дослідження щодо визначення точності вимірювання горизонтальних кутів лазерними трекерами. Досягнути такої високої точності вимірювань було б неможливо без спеціальних приладів, які припасовують до конструкцій, що вимірюють. Також було розроблено спеціальні адаптери, сферичні призми. На рисунку 1.3 графічно подано сучасні геодезичні технології та точність їх вимірювання.

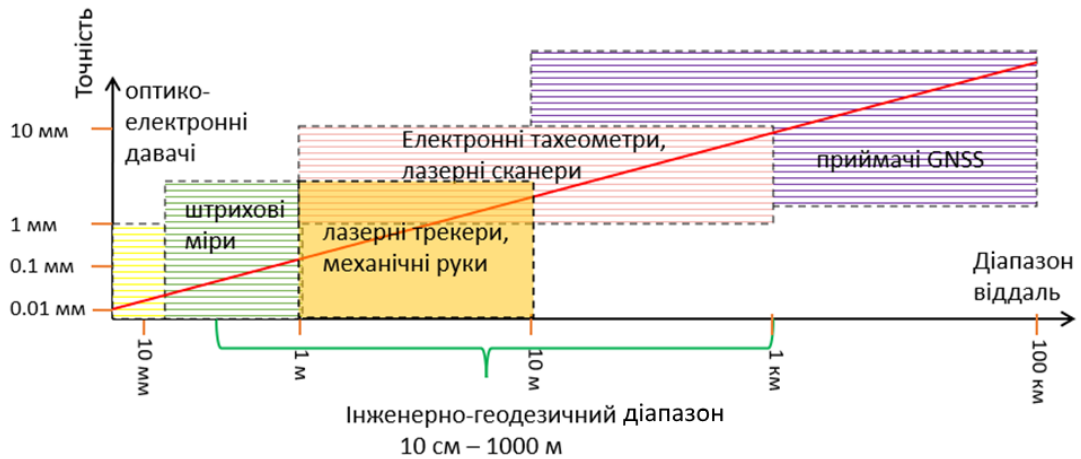


Рис. 1.3. Сучасні геодезичні технології вимірювання

Висновки до розділу 1

1. Проаналізовано стан та основні тенденції у розроблені інструкцій, настанов, ДСТУ та ДБН у галузі геодезичного забезпечення будівництва. Неактуальність деяких їх положень спонукала до детальних досліджень сучасного геодезичного обладнання та можливості підвищення точності вимірювання та розроблення нових методик. Визначення координат об'єктів супутниковим методом у режимі реального часу в інструкціях зовсім не згадується. У ДБН для забезпечення монтажу технологічного обладнання використовують застарілі методи, обладнання для яких вже не виробляється.

2. Проаналізовано сучасні геодезичні прилади для вирішення задач інженерного забезпечення будівництва. Виділено електронні тахеометри як прилади з перспективою підвищення точності з використанням методик вимірювань та допоміжного обладнання. Проаналізовано GNSS-методи та їх застосування для координатного забезпечення інженерних об'єктів.

3. Встановлено проблему підвищення точності та збереження у часі трансформаційного планово-висотного поля кінематичних геодезичних мереж інженерних об'єктів.

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ТОЧНОСТІ ГНСС-МЕТОДУ В RTK-РЕЖИМІ ТА ВИКОРИСТАННЯ ЙОГО В ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБОТАХ

Із щорічного звіту Європейського космічного агентства [68] рівняння регресії сучасного чотирисистемного приймача для визначення приростів координат у RTK-режимі є таким:

$$M_{(D_X, D_Y, D_Z)_{RTK}} = 15 \text{ мм} + 0,5 \text{ ppm}. \quad (2.1)$$

Перший член цього рівняння відповідає за інструментальні систематичні похибки, другий – за похибки зовнішнього середовища, які лінійно залежать від віддалі до базової станції. З рівняння видно, щоб компенсувати вплив другого члена, треба зменшувати віддаль до базової станції. Дослідимо можливість компенсації першого члена рівняння (2.1).

2.1. Дослідження точності ГНСС-методу в RTK-режимі

Дослідження точності ГНСС-методу в RTK-режимі ми розділили на декілька етапів та виконали на різних локаціях:

1. Дослідження точності RTK-режиму залежно від віддалі до БС у спеціально створених мережах БС. Локація – геодинамічна мережа Дністровської ГАЕС (рис. 2.1, 2.2) та мережа пунктів лабораторії «Геотераса» Інституту геодезії, Львів (рис. 2.3).

2. Реалізація та дослідження точності RTK-режиму від автономної БС з використанням внутрішнього програмного забезпечення приймача. Локація – мережа пунктів лабораторії «Геотераса» Інституту геодезії, Львів.

3. Дослідження виду зв'язку для передачі поправок на точність RTK-режиму. Локація – мережа пунктів лабораторії «Геотераса» Інституту геодезії, Львів.

4. Дослідження методики визначення синхронних векторів в RTK-режимі для побудови високоточних геодезичних мереж. Локація геодинамічної мережі Дністровської ГАЕС та мережі пунктів лабораторії «Геотераса» Інституту геодезії, Львів.

Першу локацію схематично подано на рисунку 2.1 та 2.2. Це геодинамічний полігон Дністровської ГАЕС. Полігон знаходиться в Україні, складається із 49 пунктів, які розміщені у різних умовах видимості супутників з пересіченим рельєфом та рослинністю. На цих пунктах щорічно виконуються довготривалі спостереження супутниковою технологією у статичному режимі. У циклі спостережень кожен вектор визначають 2-3 рази, при цьому використовують 8-10 мультичастотних ГНСС-приймачів. Таким чином визначають близько 700 векторів, їх опрацьовують та врівноважують за методикою [59]. Велика кількість надлишкових вимірів гарантує точність визначення центрів знаків в 1-2 мм. У зв'язку з цим визначені координати можна прийняти за еталонні.

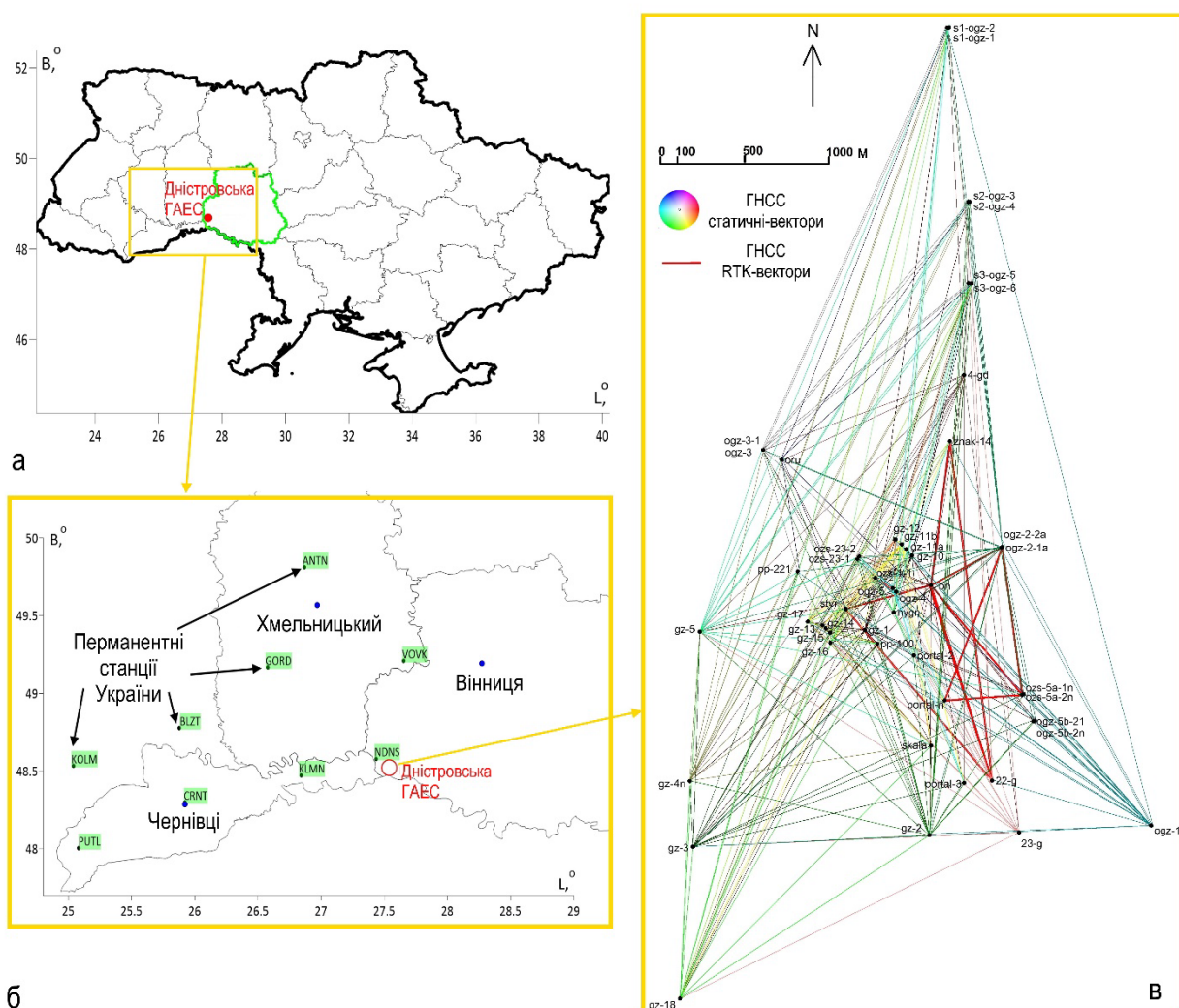


Рис. 2.1. Схема геодинамічного полігону Дністровської ГАЕС, Україна

Друга локація (рис. 2.3) – це пункти примусового центрування, що розташовані на другому корпусі Львівської політехніки. Попередньо нами визначено координати чотирьох пунктів з примусовим центруванням TR05, TR06, TR07, TR15 чотиригодинною сесією статичних спостережень.

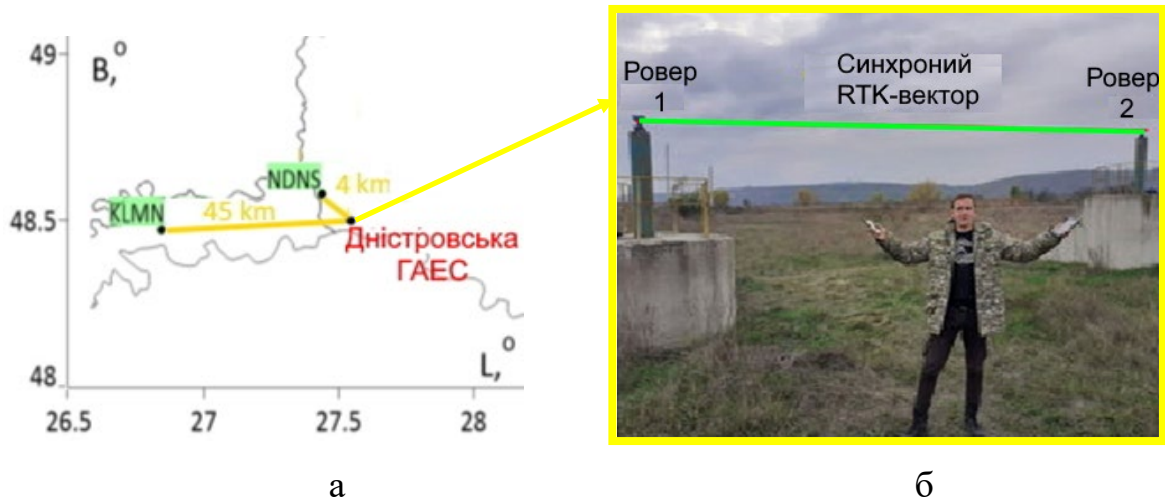


Рис. 2.2. Схема перманентних станцій (а) та визначуваний вектор (б) полігона Дністровської ГАЕС

З урівноваження мережі отримали точність 1-2 мм. Тому координати цих чотирьох пунктів прийняли за еталон для дослідження точності RTK-режиму.



Рис. 2.3. Схема перманентних станцій (а) та визначуваний вектор (б)

Для дослідження ми використали шість мобільних БС на базі приймачів Trimble R9s. Ці станції доукомплектовано спеціальним обладнанням (автономним джерелом живлення, GPRS модемом для передачі даних на серверу мережі в реальному часі, підставкою із становим гвинтом для

центрування над пунктом, рулеткою для визначення доміру висоти антени, мобільним телефоном для підключення до приймача та направлення даних на кастер). Комплектація станції подано на рис. 2.4. Кожну сесію такі мобільні БС встановлювали на пункти примусового центрування.



Рис. 2.4. Скомплектована мобільна БС

Просторові координати мобільних БС були відомі з врівноваження циклу статичної ГНСС-мережі Дністровської ГАЕС 2019 року. Ці координати були внесені в програмне забезпечення Trimble Pivot Platform, що дозволило миттєво підключати БС до загального розв'язку з постійним контролем цілісності мережі. Відносно цих БС використанням РП визначали координати на різних віддалях. Координати РП визначали чотири рази за програмою поданою у табл. 2.1. Ця програма ґрунтується на типових опціях програмного забезпечення щодо кількості вимірювань (секунди), контрольної ініціалізації, використання супутникових сузір'їв. Також до програми введено отримання рішення за технологією VRS та від одиначної базової станції.

Таблиця 2.1

Програма визначення координат в RTK-режимі

№ визначень	Частота запису, Гц	Тривалість спостережень, с	Кількість ініціалізацій	Розв'язок RTK	Сузір'я супутників
1	1	300	1	VRS	GPS, GLO
2	1	30	2	VRS	GPS, GLO
3	1	30	2	Одиначна	GPS, GLO
4	1	30	2	Одиначна	GPS, GLO, GAL, BDU

2.1.1. Дослідження точності RTK-режиму залежно від віддалі до БС у спеціально створених мережах БС

Це дослідження виконано на двох локаціях в діапазоні довжин базових векторів від 0,2 до 51 км. Також на локації 1 була змога визначати сім раз один і той самий пункт на різних довжинах базових векторів. Визначення координат пунктів примусового центрування на локації 1 виконували за програмою №4 від мобільної БС, а на локації 2 – за програмою №3 від перманентної мережі БС Геотераса. Приклад файлу, записаного у пам'ять приймача для кожного пункту подано у табл. 2.2

Таблиця 2.2

Приклад файлу з визначеними координатами в RTK-режимі пункту bn

№ Виміру	X, м	Y, м	Z, м	СКП, мм	Рішення	Супутники	PDOP	Час
...
11	3755846,2088	1953274,4054	4754793,4205	0,006	FIXED	17	0,9	10:40:54
12	3755846,2092	1953274,4059	4754793,4213	0,004	FIXED	17	0,9	10:40:55
13	3755846,2109	1953274,4065	4754793,4224	0,006	FIXED	17	0,9	10:40:56
14	3755846,2095	1953274,4037	4754793,4220	0,004	FIXED	17	0,9	10:40:57
15	3755846,2080	1953274,4057	4754793,4250	0,006	FIXED	17	0,9	10:40:58
...

Просторові координати XYZ, визначались програмним забезпеченням РП. У координати, визначені РП, введено всі інструментальні та атмосферні поправки, за допомогою спеціального програмного забезпечення управління БС. Програмне забезпечення РП також виводить у файл статус ГНСС-рішення та його СКП. Для цього і всіх наступних досліджень використовували тільки фіксовані рішення. Оскільки такі визначення координат виконують геодезисти для вирішення інженерних задач у необхідній проекції на площині, то є необхідність відобразити досліджувану точність у плані та у висоті. Щоб не спотворювати просторові координати проекцією та похибками квазігеоїда, перетворення виконаємо наступним чином. За формулами [46] за просторовими координатами (X, Y, Z) обчислимо геодезичні еліпсоїдні (B, L, H).

$$\begin{aligned}
 B &= \operatorname{arctg} \frac{Z}{\sqrt{X^2 + Y^2}} \left(1 - e^2 \frac{N}{N + H} \right), \\
 L &= \operatorname{arctg} \frac{Y}{X}, \\
 H &= \frac{\sqrt{X^2 + Y^2}}{\cos B} - N,
 \end{aligned}
 \tag{2.2}$$

де B – геодезична широта, L – геодезична довгота, H – геодезична висота, N – радіус кривини першого вертикалу, e – перший ексцентриситет еліпсоїда.

Оскільки координати точок, визначені у статичному ГНСС-режимі, прийняті за еталон, то за формулами (2.3) обчислемо абсолютні похибки визначення координат в RTK-режимі.

$$\begin{aligned}
 \delta_{B''} &= (B_{RTK} - B_{Cmam}) \cdot 3600, \\
 \delta_{L''} &= (L_{RTK} - L_{Cmam}) \cdot 3600, \\
 \delta_{H^{MM}} &= (H_{RTK} - H_{Cmam}) \cdot 1000.
 \end{aligned}
 \tag{2.3}$$

Перерахуємо абсолютні похибки виражені в одиницях вимірювань площинного кута (у градусній мірі), а саме секундах дуги, до одиниць вимірювань довжини, а саме – метрів, за формулами:

$$\begin{aligned}
 \delta_{B^m} &= \delta_{B''} \cdot 31_m, \\
 \delta_{L^m} &= \delta_{B''} \cdot 31_m \cdot \cos B.
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

Абсолютну похибку планового положення розрахуємо за формулою:

$$\delta_{Pl.} = \sqrt{\delta_{B^m}^2 + \delta_{L^m}^2}.
 \tag{2.5}$$

В таблиці 2.3 подано абсолютні похибки планового та висотного положення пунктів визначених ГНСС-методом в RTK-режимі. На рис. 2.5 а штриховою лінією подано абсолютні похибки планового та висотного положення вибірки із дванадцяти пунктів, визначених на різних довжинах базових векторів у різний час. На рис. 2.5 б подано абсолютні похибки планового та висотного положення одного і того самого пункту, визначених сім разів на різних довжинах базових векторів та у різний час (див. табл. 2.3).

Суцільною лінією на цих рисунках подано апроксимацію вимірів лінійною функцією та функцією експоненти.

Таблиця 2.3

Абсолютна похибка положення пунктів визначених в RTK-режимі

Дата	Час	Віддаль, км	$\delta_{\text{Пл}}$, мм	$\delta_{\text{Н}}$, мм
29.06.22	17:10	0,2	5,6	3,2
31.10.20	12:04	0,5	1,5	19,6
31.10.20	11:02	1,0	14,1	14,6
03.11.20	11:30	1,0	10,1	22,4
31.10.20	10:58	1,4	1,3	-0,7
03.11.20	11:01	1,9	5,6	-9,0
28.10.20	11:54	3,3	4,2	1,4
28.10.20	11:12	3,5	5,4	-11,1
03.11.20	14:27	4,0	3,8	26,2
29.06.22	17:35	35,0	12,3	-34,2
03.11.20	14:30	45,0	46,7	-29,8
29.06.22	17:55	51,0	50,9	-23,6
28.10.20	10:40	0,5	2,1	11,7
28.10.20	11:55	0,5	1,5	19,6
31.10.20	11:26	1,1	9,8	19,0
31.10.20	11:31	1,2	10,1	22,4
31.10.20	12:05	1,9	5,6	-9,0
31.10.20	12:09	3,3	3,5	-4,2
03.11.20	11:01	3,3	4,2	1,4

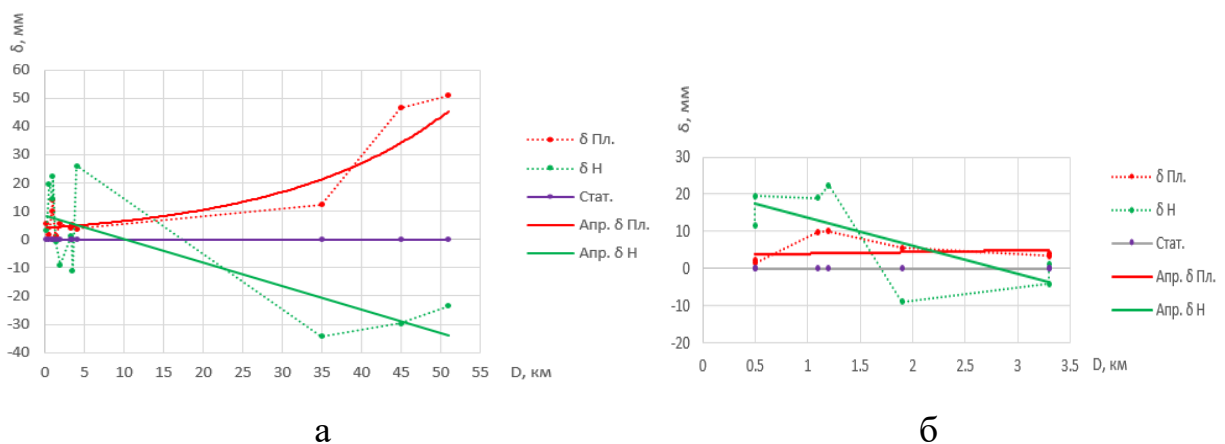


Рис. 2.5. Абсолютна похибка планового та висотного положення визначеного в RTK-режимі

2.1.2. Реалізації RTK-режиму від автономної Базової станції

У пункті 1.1 розділу 1 подано, що згідно з нормами Міжнародної служби геодезії, територія України забезпечена перманентними станціями для ведення більшості геодезичних робіт. Проте у пункті 2.1.1 розділу 2 досліджено лінійне зменшення точності від збільшення віддалі до БС в RTK-режимі. Враховуючи те, що деякі інженерні об'єкти є об'єктами критичної інфраструктури, а робота в RTK-режимі залежить від наявності інтернету та живлення на БС, то є необхідність дослідити можливість створення автономної БС. Це дослідження виконали на локації №2 (рис. 2.3 б). В якості автономної БС використано приймач виробництва Stonex S900a. Забезпечення зв'язку між БС та РП здійснено за допомогою SIM-картки телекомунікаційного оператора України Київстар зі статичною IP адресою. На рис. 2.6 подано частину інтерфейсу з налаштуванням автономної БС. На рис. 2.7 подано інтерфейс налаштування РП. Такі інтерфейси доступні для багатьох виробників ГНСС обладнання. Під час досліджень автономна БС працювала цілий березень 2022 року. Кожного ранку оператор прикріплював приймач S900a до пункту примусового центрування TR05, вставляв автономне джерело живлення та вмикав. Таким чином станція транслювала диференційні поправки у форматі RTCM 3.2 через протокол TCP. За період досліджень послугами автономної БС скористались біля 30 геодезистів Львівщини, які мають РП. Користувачі отримували фіксоване рішення навіть за 70 км від БС. Відповідно точність визначуваних координат була на рівні 5 см, що підтверджується попередніми дослідженнями (див. рис. 2.5). За час досліджень одночасно до автономної БС підключались до 5 РП. Також ми виконали дослідження точності визначення координат на базових векторах 10 км та 30 м. Автономну БС встановлено на TR05, а РП – по черзі на TR15, що був за 30 м від БС та пункті примусового центрування SORK, що за 10 км від БС. Виконано вісім циклів спостережень у період 10 днів. Координати БС вводили однакові для всіх циклів. За допомогою РП визначали координати в RTK-режимі за методикою контрольна точка.

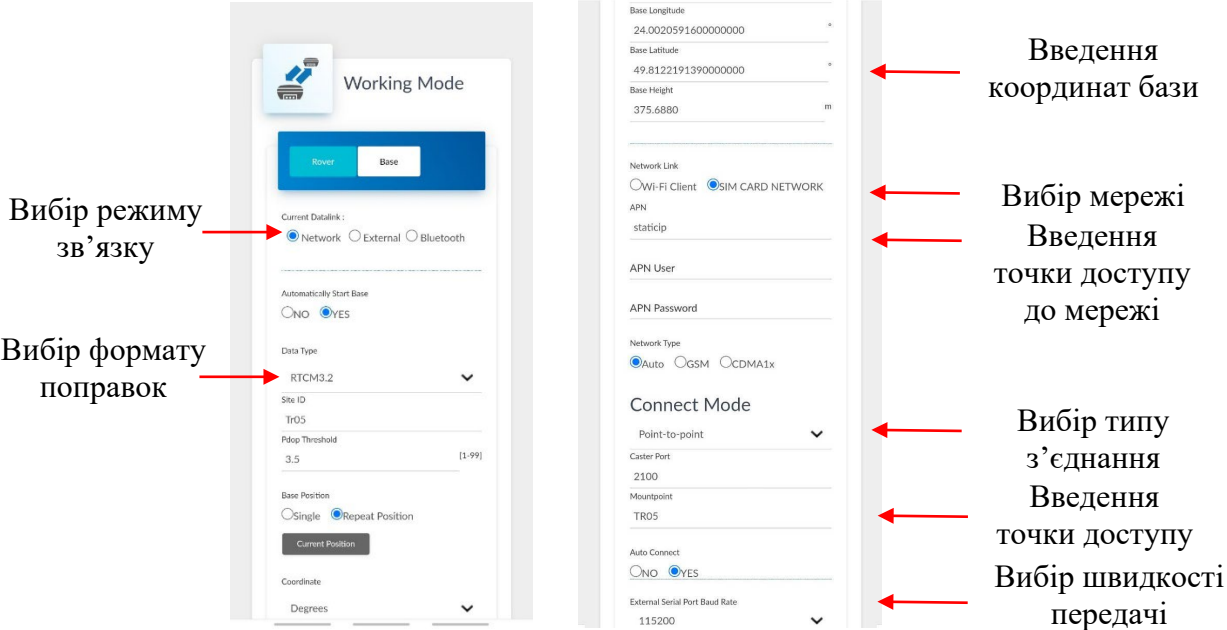


Рис. 2.6. Інтерфейс налаштування автономної БС

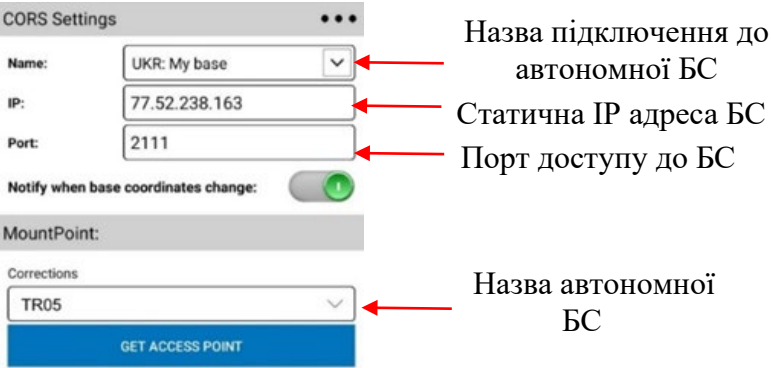


Рис. 2.7. Інтерфейс налаштування роботи РП від автономної БС

На рис. 2.8 подано абсолютні похибки планового та висотного положення визначення координат пункту.

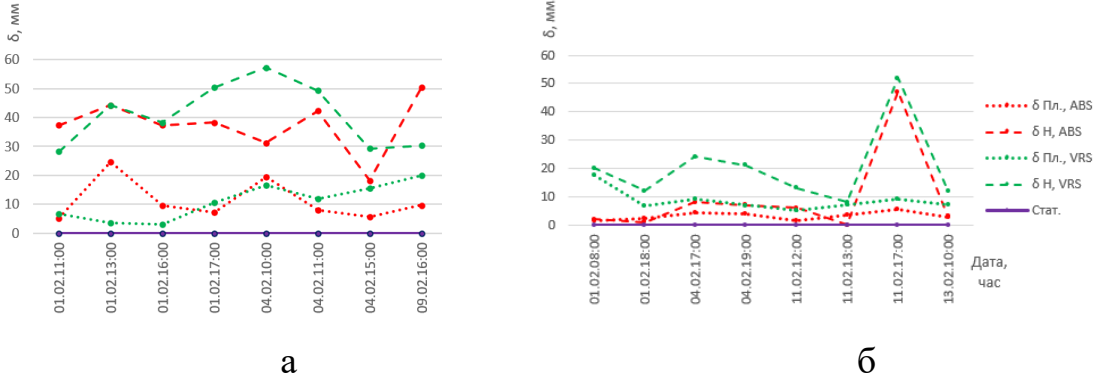


Рис. 2.8. Абсолютні похибки вимірювань координат пункту в плані і по висоті на 10 км – (а) та 30 м – (б) базовому векторі

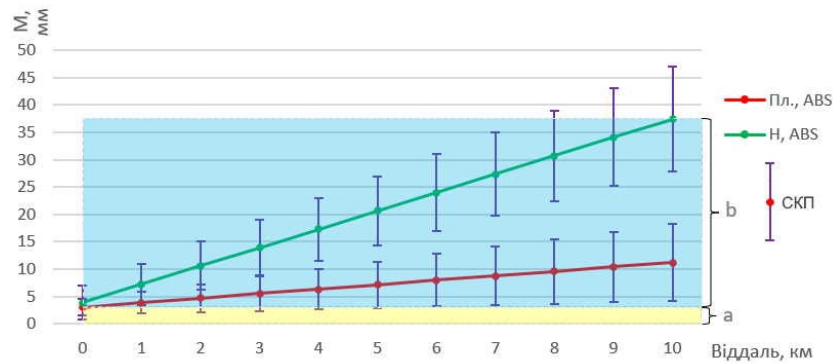


Рис. 2.9. Графік рівнянь регресії комплекту Stonex S700a+S900a

За дослідженнями даного розділу ми визначили такі рівняння регресії для комплекту Stonex S700a+S900a у роботі від автономної БС:

$$\begin{aligned} M_{(\text{Планове})_{RTK}} &= 3 \text{ мм} + 1 \text{ ppm} \\ M_{(\text{Висоти})_{RTK}} &= 4 \text{ мм} + 3 \text{ ppm} \end{aligned} \quad (2.6)$$

2.1.3. Дослідження впливу передачі поправок на точність RTK-режиму

Основна суть RTK-режиму ГНСС-спостережень виходить з його назви – визначення координат у реальному часі. Поправки з БС передають по різних каналах зв'язку переважно через інтернет та радіозв'язок. Практично всі сучасні ГНСС-приймачі мають інтернет-інтерфейс з трьох каналів та один радіоканал. Ми дослідили такі канали: інтернет через внутрішній GSM-модем приймача, позначено (G); інтернет через GSM-модем контролера, позначено (C); інтернет через WIFI, позначено (W). Ці дослідження були виконані на локації №2 від мережі БС Геотераса. Один прийом вимірювань полягав у тому, що оператор встановлював прилад на пункт примусового центрування, вибирав тип зв'язку, виконував визначення координат на двох пунктах. Виконав три прийоми для кожного типу зв'язку. Визначені координати кожного пункту у три прийоми дали можливість обчислити СКП. На рис. 2.10 подано абсолютні похибки просторових координат, визначених з використанням різного виду зв'язку із СКП з трьох прийомів спостережень.

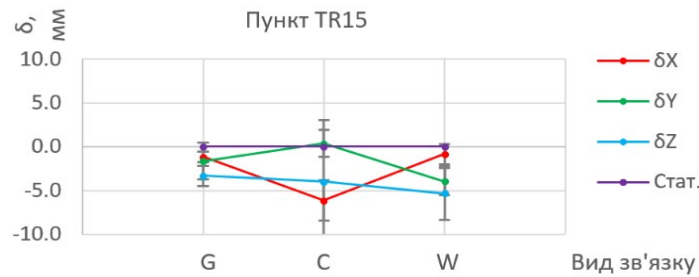


Рис. 2.10. Абсолютні похибки визначення координат в RTK-режимі використанням різного виду зв'язку від БС SULP

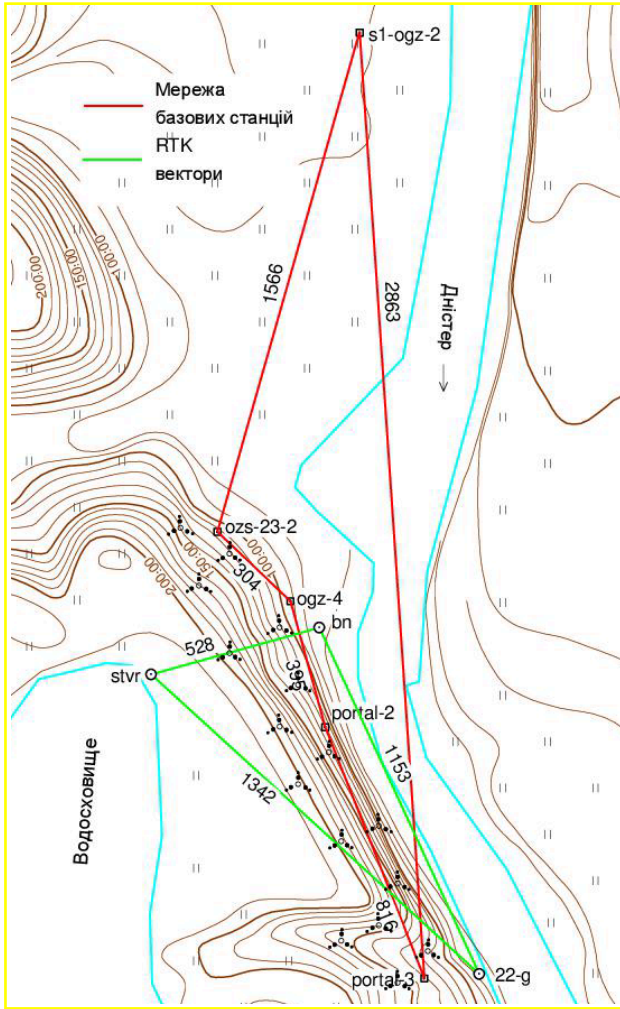
2.1.4. Дослідження RTK-режиму з використанням двох синхронних роверних приймачів

Для підвищення точності визначення координат ГНСС-методом в RTK-режимі ми дослідили можливість використання двох одночасно працюючих РП, рис. 2.11.

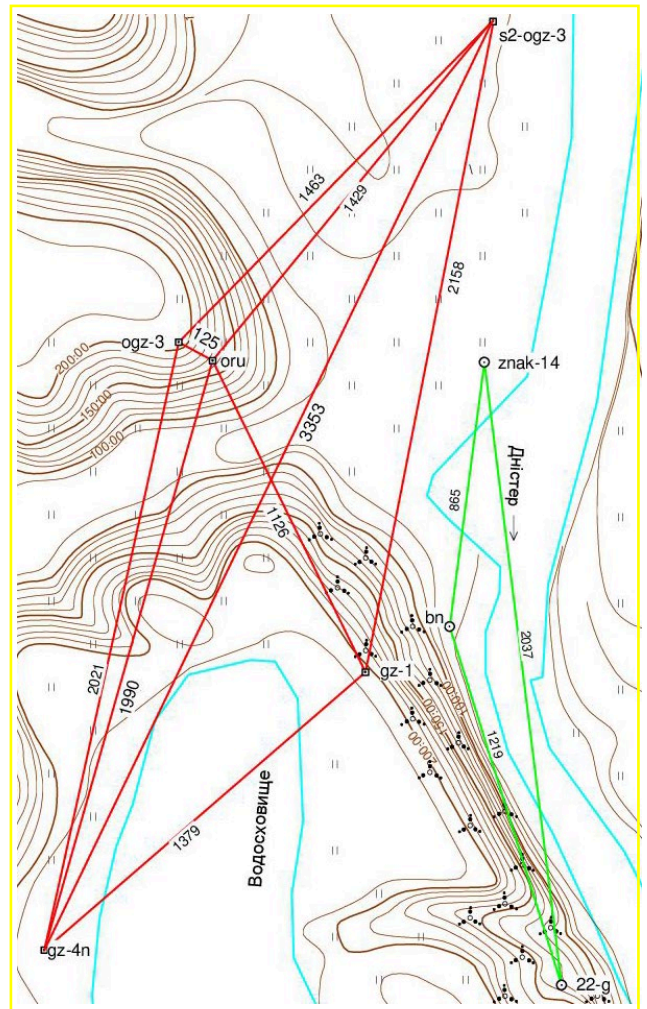


Рис. 2.11. Синхронний принцип визначення RTK- вектора

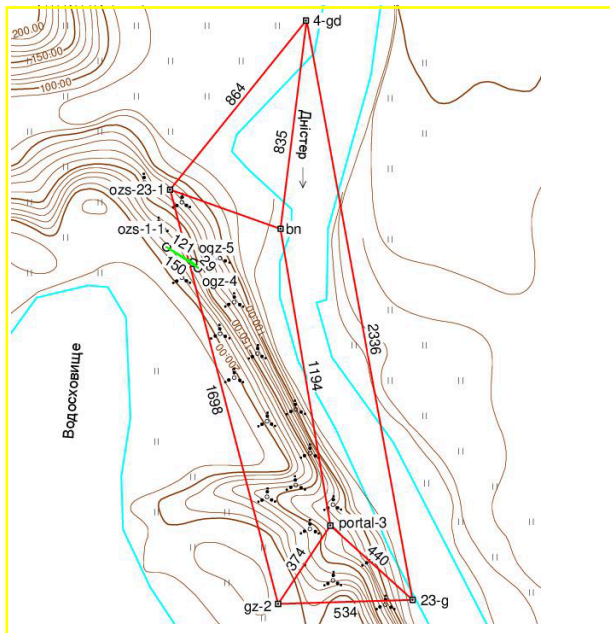
Ми запропонували використовувати кінцеві координати класичного RTK-режиму як проміжні значення для обчислення векторів. Таким чином, із спостережень можна вилучити систематичні та випадкові похибки, які містяться у вимірах на різні епохи одним РП. Тому ми пропонуємо ввести у термінологію ГНСС новий термін «синхронний RTK-вектор» – вектор, який визначається одночасно двома РП. Дослідження точності синхронних RTK -векторів виконано на локації №1. Для цього ми запроєктували чотири мережі різної форми (рис. 2.13) з використанням скомплектованих нами мобільних БС.



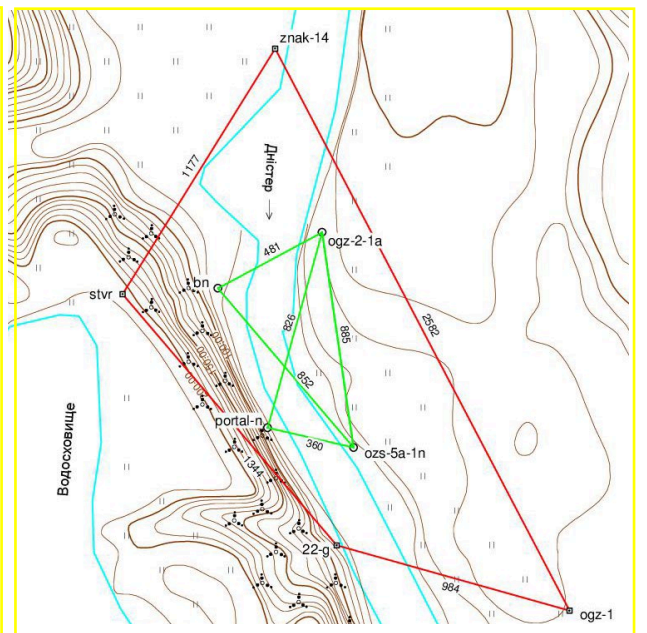
а) 1-28.10.20 р.



б) 31.10.20 р.



в) 2-28.10.20 р.



г) 03.11.2020 р.

Рис. 2.12. Конфігурації ГНСС-мереж для дослідження точності синхронних RTK-векторів

Конфігурація мобільних БС протягом однієї сесії була незмінна. Різні сесії відрізнялась за геометрією, умовами видимості супутників та віддаллю до РП. На рис. 2.13 показано побудовані мережі БС, які з'єднані червоною лінією, а визначувані синхронні РТК-вектори з'єднані зеленою лінією. З перспективою контролю вимірювань у кожній сесії визначали РТК-вектори, які утворювали мережі у формі трикутника. Для кожного вимірювання в РТК-режимі отримано файл у форматі RW5 з просторовими координатами та СКП. Частина такого файлу для пункту “bn” подано у табл. 2.2. На рис. 2.14 зображена одна БС (а) та два РП (б, в) на пунктах примусового центрування Дністровської ГАЕС. Вимірювання виконали протягом чотирьох сесій та чотирьох програм спостережень (табл. 2.1). У першу, другу та третю сесії визначались по три вектори, у четверту – п'ять векторів за кожною програмою.



Рис. 2.13. Пункти спостережень: базова (а) та роверні (б, в) станції

Загалом у синхронному РТК-режимі було визначено 56 векторів на десяти пунктах примусового центрування, які утворювали замкнуті фігури. За координатами початку та кінця вектора визначали прирости: DX_R , DY_R , DZ_R , та віддалі за формулою (2.7)

$$S_R = \sqrt{(X_{Rj} - X_{Ri})^2 + (Y_{Rj} - Y_{Ri})^2 + (Z_{Rj} - Z_{Ri})^2}, \quad (2.7)$$

де i, j – назва початкового та кінцевого пункту вектора.

Ці самі вектори також визначили із статичних ГНСС-вимірювань шестигодинною сесією. У додатку 1 подано результати визначень 14 векторів

за технологією VRS (програма 1) в RTK-режимі та вектори, визначені у статичному режимі. Вектори відсортовано за довжиною від найменшого до найбільшого. Діапазон довжин векторів від 30 до 2000 м. У таблиця 2.4 розраховані різниці $\delta_X, \delta_Y, \delta_Z, \delta_S$:

$$\begin{aligned}\delta_X &= D_{X_R} - D_{X_S} \\ \delta_Y &= D_{Y_R} - D_{Y_S} , \\ \delta_Z &= D_{Z_R} - D_{Z_S} \\ \delta_S &= D_{S_R} - D_{S_S}\end{aligned}\quad (2.8)$$

де $D_{X_S}, D_{Y_S}, D_{Z_S}, D_{S_S}$ – статичний вектор, $D_{X_R}, D_{Y_R}, D_{Z_R}, D_{S_R}$ – синхронний RTK-вектор.

Таблиця 2.4

Різниці синхронних RTK та статичних векторів

Пункт	Пункт	δ_X , мм	δ_Y , мм	δ_Z , мм	δ_S , мм
ogz-4	ogz-5	-0,1	-4,7	-0,8	3,5
ogz-5	ozs-1-1	-12,9	-18,7	-0,9	15,1
ogz-4	ozs-1-1	-10,9	-10,1	3,5	9,8
ozs-5a-2n	portal-n	1,5	-0,1	2,9	0,8
ogz-2-1a	bn	8,3	7,4	15,1	-3,9
bn	stvr	-3,4	-4,2	-11,5	0,1
ozs-5a-2n	bn	-4,0	2,7	3,1	0,3
bn	znak-14	-0,5	-9,6	5,7	6,2
ogz-2-1a	ozs-5a-2n	-1,0	1,5	-3,7	2,5
ogz-2-1a	portal-n	11,8	4,9	13,4	0,8
22-g	bn	-12,0	-4,4	-3,6	6,3
bn	22-g	0,9	11	-2,8	8,7
22-g	stvr	-25,7	-0,3	-8,7	-0,9
22-g	znak-14	-4,7	-20,3	5,5	15,5

Оскільки ми оперуємо еталонними (визначеними у статичному режимі) значеннями, то можна обчислити абсолютну похибку за формулою

$$\Delta_i = |\delta_i|. \quad (2.9)$$

Беручи до уваги, що RTK-вимірювання у кожній програмі виконували за однаковою методикою, то для кожної групи векторів можна обчислити середню абсолютну похибку за формулою:

$$\Delta_{c_i} = \frac{\sum \Delta_i}{n}, \quad (2.10)$$

де n – кількість вимірювань. У табл. 2.5 подано максимальну, мінімальну та середню абсолютні похибки із вибірки з 14 векторів. За даними табл. 2.5 мінімальне та максимальне значення похибки відрізняються більше як на порядок. Звідси робимо висновок про залишкові систематичні похибки у вимірах.

За даними табл. 2.4 також можна виділити найбільшу похибку у векторах, які визначені на пунктах з поганою видимістю горизонту. Пункти ogz-4, ogz-5, ozs-1-1 розміщені у рідколіссі і мають закритий горизонт із південно-західної частини схилом до 60° . Пункт 22-g також має закритий схил до 60° із південно-західної сторони. За параметром PDOP кореляції за точністю визначення векторів не виявлено.

Таблиця 2.5

Абсолютні похибки синхронних RTK-векторів

Вектор	D_X , мм	D_Y , мм	D_Z , мм	D_S , мм
Δ_{MAX}	25,7	20,3	15,1	15,5
Δ_{MIN}	0,1	0,1	0,8	0,1
Δ_C	7,0	7,1	5,8	5,3

Вилучимо вектори, визначені на пунктах із закритим горизонтом. У табл. 2.6 подано значення абсолютної похибки із семи векторів, визначених практично в ідеальних умовах видимості супутників. Зазначимо, що мобільні БС під час вимірювань були теж не в ідеальних умовах. Однак забезпечення ідеальних умов видимості супутників на мобільних БС могло б підвищити точність визначення RTK-векторів. У табл. 2.7 розраховано абсолютні середні похибки синхронних RTK-векторів, що визначені за чотирма програмами спостережень. Опис програм спостережень подано у табл. 2.1. За даними табл. 2.7, найточніше вектор D_S визначається за програмою № 4 від одиничної базової станції за використанням чотирьох супутникових сузір'їв. Але деякі компоненти вектора визначаються точніше за програмою № 3.

Таблиця 2.6

Абсолютні похибки синхронних RTK-векторів із вилученими пунктами з закритим горизонтом

Пункт	Пункт	Δ_x , мм	Δ_y , мм	Δ_z , мм	Δ_s , мм
ozs-5a-2n	portal-n	1,5	0,1	2,9	0,8
ogz-2-1a	bn	8,3	7,4	15,1	3,9
bn	stvr	3,4	4,2	11,5	0,1
ozs-5a-2n	bn	4,0	2,7	3,1	0,3
bn	znak-14	0,5	9,6	5,7	6,2
ogz-2-1a	ozs-5a-2n	1,0	1,5	3,7	2,5
ogz-2-1a	portal-n	11,8	4,9	13,4	0,8
Δ_{MAX}		11,8	9,6	15,1	6,2
Δ_{MIN}		0,5	0,1	2,9	0,1
Δ_c		4,4	4,3	7,9	2,1

Таблиця 2.7

Абсолютні середні похибки RTK-векторів, визначених за різними програмами спостережень

Вектор	Програма №1,	Програма №2,	Програма №3,	Програма №4,
	Δ_c , мм	Δ_c , мм	Δ_c , мм	Δ_c , мм
D_x	7,0	8,6	4,2	6,2
D_y	7,1	10,0	2,9	4,1
D_z	5,8	10,5	6,7	6,5
D_s	5,3	9,8	4,2	3,8

Обчислимо вектори, визначені одним РП, та порівняємо їх із визначеними синхронно двома РП в RTK-режимі. У табл. 2.8 подано середні абсолютні похибки одних і тих же векторів, визначених одним приймачем (Δ_{c_1}) у різний час та двома приймачами одночасно (Δ_{c_2}). Кожен елемент вектора, окрім D_z , визначався точніше синхронно двома приймачами. За середнім значенням абсолютних похибок векторів можна зробити висновок про підвищення точності на 75% порівняно з одиничними RTK.

Таблиця 2.8.

Порівняння похибок векторів визначених за програмою № 1, синхронно двома
- Δ_{c_2} та одним - Δ_{c_1} приймачами

Вектор	D_X , мм	D_Y , мм	D_Z , мм	D_S , мм
Δ_{c_1}	17,7	10,5	8,0	9,7
Δ_{c_2}	12,0	5,2	9,3	3,6
$\Delta_{c_1} - \Delta_{c_2}$	5,7	5,3	-1,3	6,1
$(\Delta_{c_1} - \Delta_{c_2})$, %	47	101	-14	167

Підтвердженням підвищення точності RTK-режиму синхронними вимірюваннями є визначення вектора від двох станцій перманентної мережі БС «Геотераса», що розміщені у населених пунктах Новодністровськ та Кельманці за програмою спостережень №3. На рис. 2.2 показана схема мережі (а) та визначуваний вектор на пунктах примусового центрування (б). На рис. 2.15 подано часова серія визначення вектора в режимі синхронних RTK (а) та класичних RTK (б) від перманентної станції NDNS, що є на віддалі 5 км. У табл. 2.9 подано значення абсолютних похибок векторів, визначених синхронно та з 18 хвилинною розсинхронізацією як середнє із двадцяти епох спостережень, що передбачено програмою спостережень №3. На рис. 2.16 та У табл. 2.10 подано такі ж часові серії перманентної станції KLMN, що є на віддалі 45 км від об'єкта.

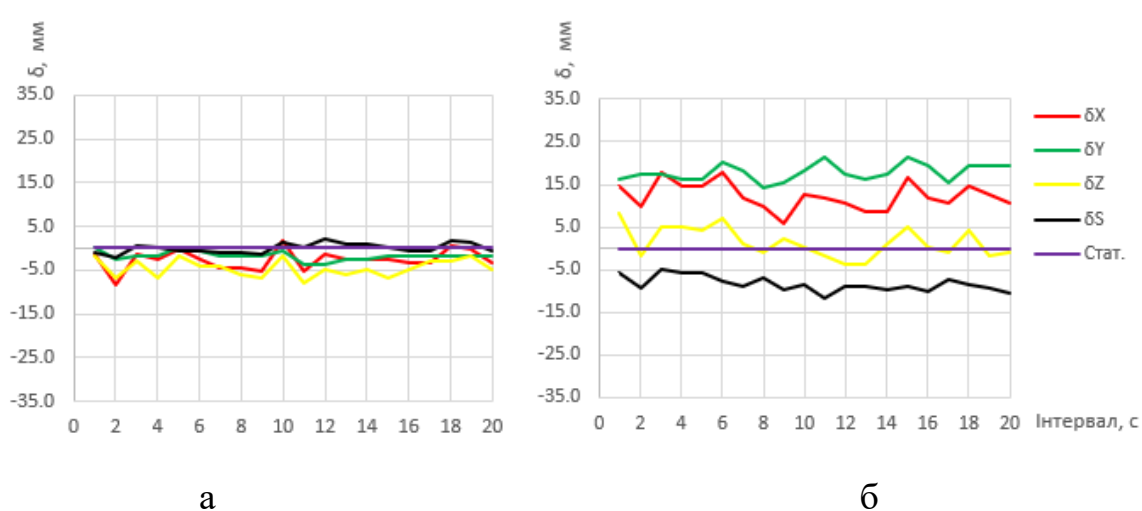


Рис. 2.14. Часова серія вектор ogz-3 – ogz-4 від перманентної станції NDNS (а)
синхронних RTK та (б) RTK-режимах

Таблиця 2.9

Абсолютні похибки векторів, визначених синхронним RTK та RTK-режимах

Метод визначення	Вектор	δ_x , мм	δ_y , мм	δ_z , мм	δ_s , мм
Синхронний RTK	ogz3-ogz4	2,6	1,7	4,5	0,0
RTK	ogz3-ogz4	12,3	17,9	1,4	8,4

Таблиця 2.10

Абсолютні похибки векторів, визначених синхронним RTK та RTK-режимах

Метод визначення	Вектор	Δ_x , мм	Δ_y , мм	Δ_z , мм	Δ_s , мм
Синхронний RTK	ogz3-ogz4	1,1	3,9	6,5	2,7
RTK	ogz3-ogz4	0,0	16,6	14,8	13,9

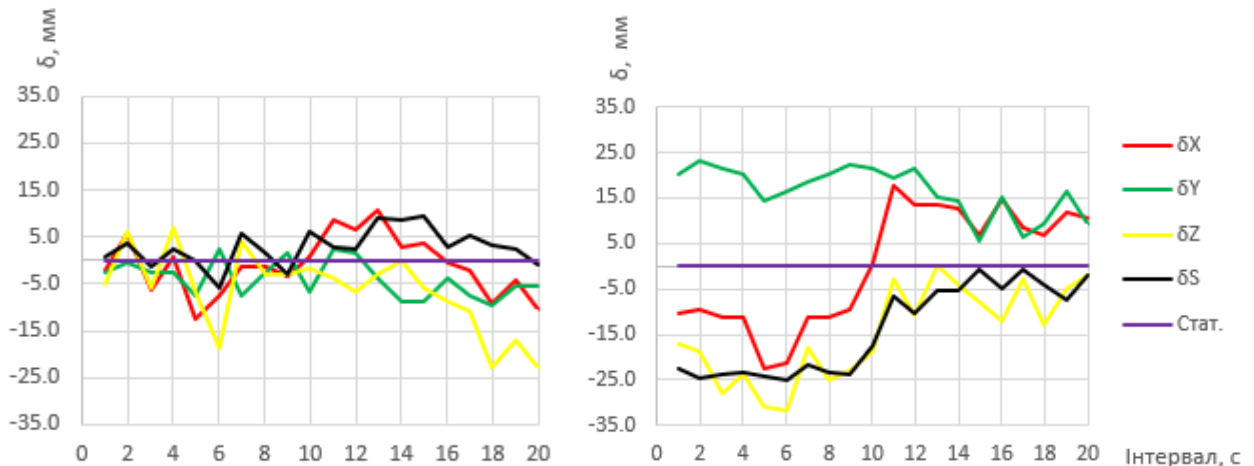


Рис. 2.15. Часова серія вектора ogz-3 – ogz-4 від перманентної станції KLMN
(а) синхронним RTK та (б) RTK-режимах

Дослідження розсинхронності визначення вектора виконано у лабораторії «Геотераса» з відкритою видністю неба у м. Львові. На рис. 2.3 показано схему мережі (а) та визначуваний вектор на пунктах примусового центрування (б). РП були встановлені на пунктах з примусовим центруванням і одночасно виконали запис координат від перманентної станції МУКО та SULP на віддаль 35 та 0,2 км відповідно. Частота синхронного запису для двох станцій була 5 с, а тривалість 25 хв. Від кожної станції зібрано по 300 вимірів. За формулою (2.7) визначили вектор, а за (2.9) визначили середню абсолютну похибку. В табл. 2.14

приведені абсолютні похибки синхронних RTK-векторів, визначених від станції SULP та МУКО.

Таблиця 2.11

Абсолютні похибки синхронних RTK-векторів

Станція	Віддаль, км	Δ_X , мм	Δ_Y , мм	Δ_Z , мм	Δ_S , мм
SULP	0,2	0,3	4,6	6,8	0,5
МУКО	35	1,6	7,6	17,0	0,4

Для дослідження впливу розсинхронності RTK-векторів побудуємо часові серії приростів координат, визначених за формулою (2.8).

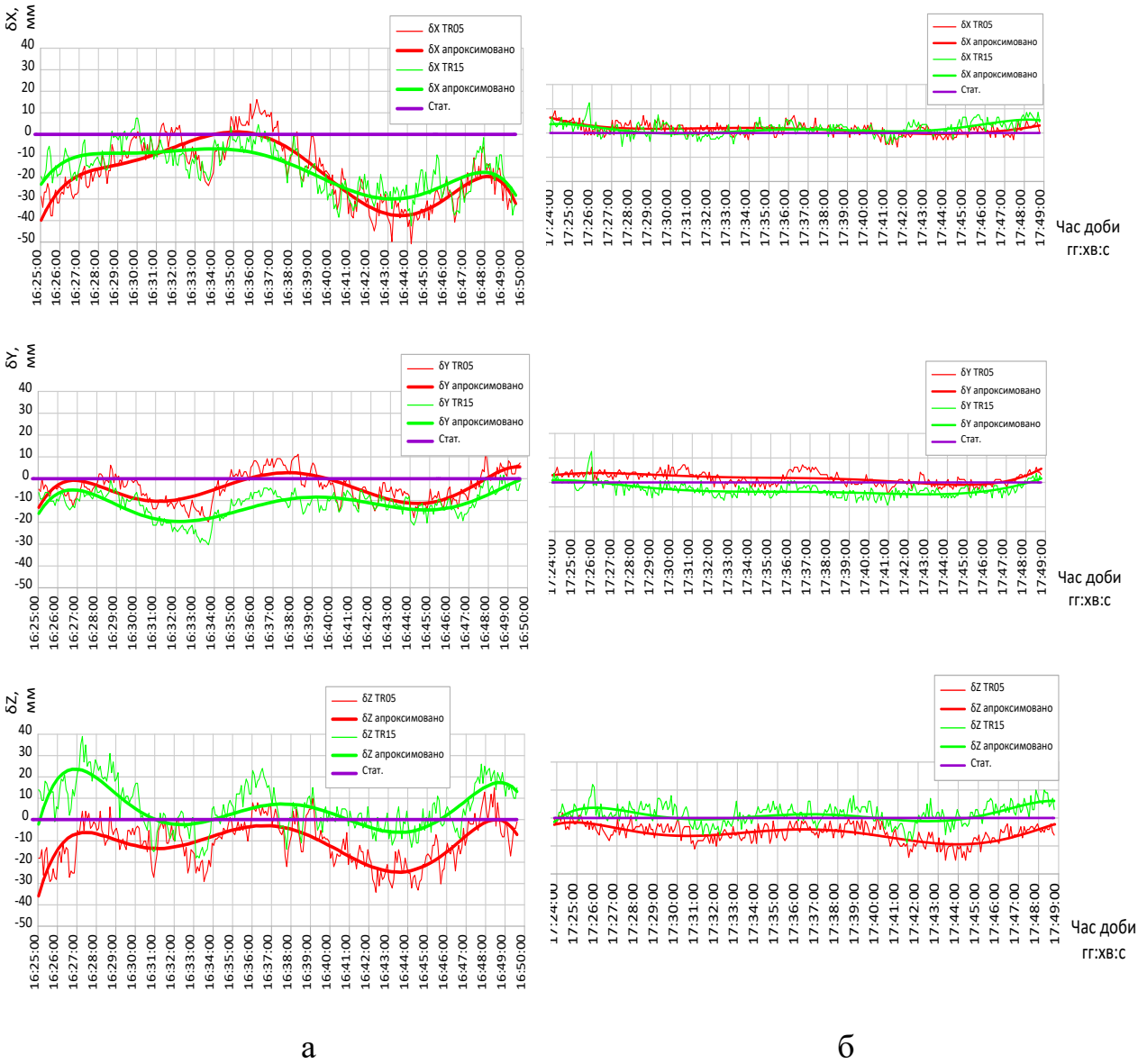


Рис. 2.16. Часові серії приростів координат початку та кінця вектора, визначеного від перманентної БС МУКО (а) та SULP (б)

Виконаємо усереднення по десять вимірювань із всієї вибірки вимірювань. Отримаємо 30 інтервалів тривалістю 50 секунд кожен. Нижче подані часові серії усереднених значень координат початку та кінця вектора визначених від перманентної БС МУКО та SULP.

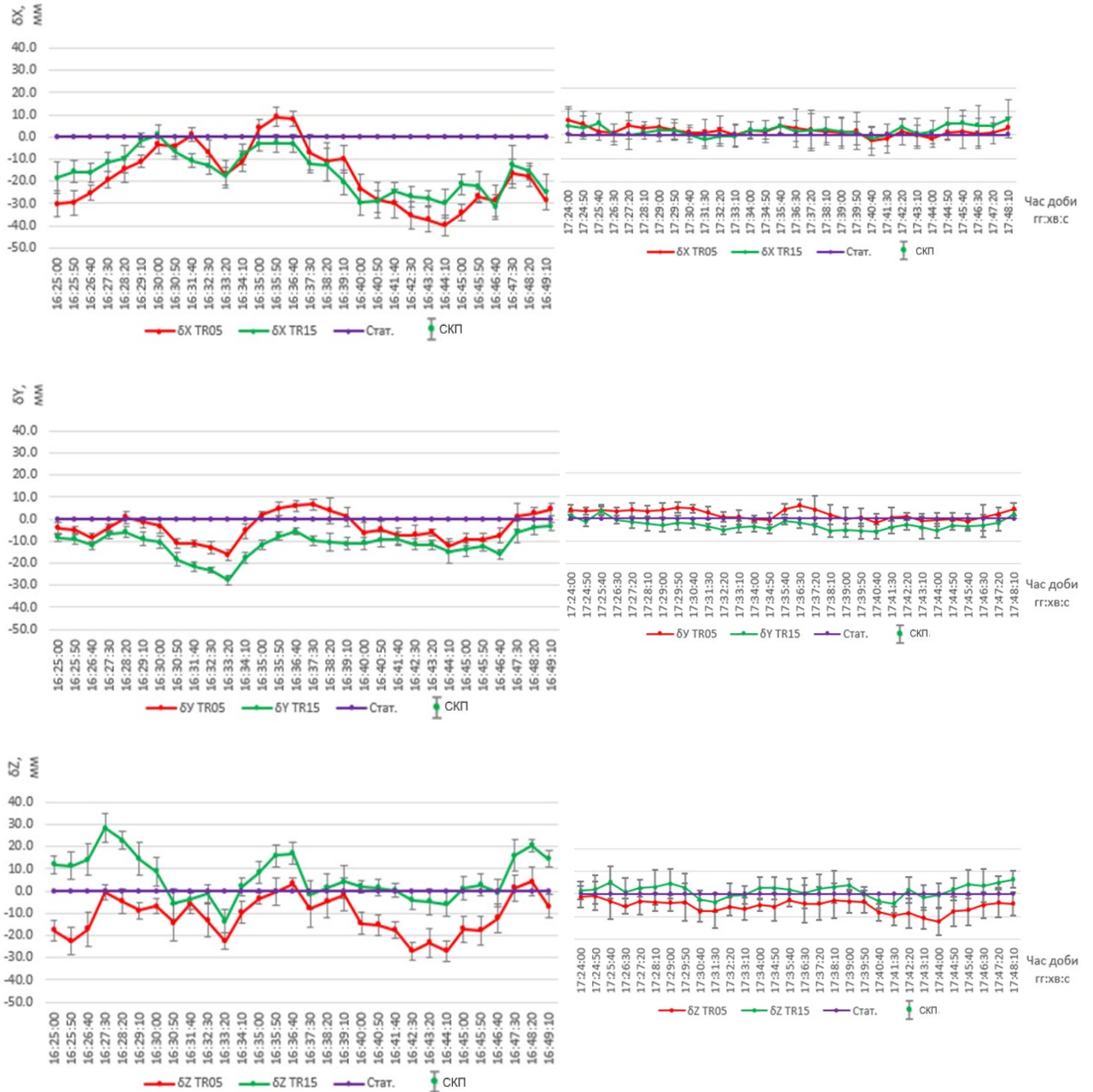


Рис. 2.17. Усереднені по 10 епох часові серії приростів координат початку та кінця вектора, визначеного від перманентної БС МУКО (а) та SULP (б)

Апроксимовані часові ряди функцією полінома практично повторюють один одного. Проте зміщення функцій початку та кінця вектора свідчить про похибку первинної ініціалізації. Усереднені значення часових рядів наведені на рис. 2.18 підтверджують їх подібність та похибку первинної ініціалізації. Щодо синхронності спостережень, то з рис. 2.17, 2.18 впливає необхідність у забезпеченні точності синхронізації даних на рівні дискретності запису. Дискретність запису слід вибирати від 1 до 5 секунд і мінімум 10 разів. З рис. 2.17, 2.18 можна зробити висновок про дотримання спеціальної програми спостережень синхронних RTK-векторів. У табл. 2.12 подано рекомендовані параметри для визначення синхронних RTK-векторів. За таких налаштувань, які наведені у табл. 2.12, визначення координат буде тривати 120 секунд. Записавши 20 спостережень в оперативну пам'ять програми, алгоритм перевірить на допуск критеріям табл. 2.12 та зафіксує середнє значення координат у пам'ять.

Таблиця 2.12

Рекомендовані параметри для визначення синхронних RTK-векторів

№ пп	Параметр	Значення	Опис
1	Дискретність	5 с	
2	Вирішення неоднозначності	Фіксоване	Тільки фіксовані дані будуть записані у пам'ять
3	СКП, планова	30 мм	Планові координати з більшою СКП при усередненні будуть відкинуті
4	СКП, висотна	50 мм	Висоти з більшою СКП при усередненні будуть відкинуті
5	PDOP	3	Координати з більшим значенням вилучатимуться при усередненні
6	Затримка поправки	5 с	При більшій затримці втрачається фіксоване рішення
7	Кількість епох	10	Значення координат будуть усереднені
8	Кількість інтервалів	2	Збільшення інтервалів зменшує похибку первинної ініціалізації (наближає часові серії початку та кінця вектора)
9	Затримка між інтервалами	10 с	Бажано вибирати у декілька разів більше від частоти запису

Визначення координат в RTK-режимі за такими критеріями доступно у нових прикладних програмах CUBE-а виробництва Stonex. На рис. 2.19 подано звіт програми CUBE-а визначення координат за програмою «Контрольна точка» на пункті примусового центрування Дністровської ГАЕС. Такі вимірювання не виключають систематичні похибки такі, як центрування приладу, вимір висоти антени, тому для їх компенсації, визначення векторів за програмою «Контрольна точка» необхідно виконувати мінімум 2-3 рази.

Аналіз похибок

No.	a1	a2	a3	a4	a5	a6	a7	a8	a9	a10	b1	b2	b3	b4	b5	b6	b7	b8	b9	b10
Δx	-0.062	-0.070	-0.059	-0.064	-0.052	-0.038	-0.030	-0.019	-0.016	-0.010	0.009	0.006	0.009	0.005	0.001	0.001	-0.000	-0.000	0.003	-0.000
Δy	-0.022	-0.021	-0.018	-0.019	-0.019	-0.016	-0.012	-0.014	-0.011	-0.009	0.004	0.007	0.003	0.003	0.000	-0.001	0.001	0.001	0.000	-0.001
Δh	-0.044	-0.043	-0.037	-0.030	-0.019	-0.004	0.006	0.034	0.046	0.059	-0.024	-0.014	-0.007	-0.006	0.003	0.003	-0.001	-0.002	-0.001	0.000

Статистика		Базова станція	
Mean square error (mm)	36	Base ID	RTCM-Ref 54
Δ plane max (mm)	74	Latitude	49.1227782272
Δ height max (mm)	59	Longitude	27.3915819999
Record number	20	Ell. height	416.9868
Qualified points	13	Northing	5452934.3983
Over Limit points	7	Easting	5547683.6288
Qualification rate (%)	65	Elevation	416.9868
		Distance to Ref.	76276.4922

Координати з похибками, що перевищують критерії таблиці 3.13 вилучаються при усередненні.

У звіті "Контрольна точка" похибки таких координат відмічено червоним кольором

Рис. 2.18. Звіт програми CUBE-а визначення координат в RTK-режимі

2.1.5. Апостеріорна оптимізація мережі створеної ГНСС-технологією в статичному та синхронному RTK-режимі.

З метою встановлення ефективності створення прицевійних ГНСС-мереж, побудованих комбінованим методом статичним та синхронних RTK вимірювань, проведено апостеріорну оптимізацію всієї сукупності вимірних векторів. Ми використали методику [59], де виділяють два параметри: μ - середню квадратичну похибку одиниці ваги та q – жорсткість мережі. Встановлено, що між параметрами μ та q існує певний взаємозв'язок, який визначається співвідношенням між точністю обчислення компонент мережі та її достовірністю.

Методика фільтрування вимірів ГНСС-мереж, розташованих на територіях із несприятливими умовами для проведення супутникових

спостережень та з великим обсягом спостережень, полягає у почерговому вилученні векторів із максимальним значенням функції

$$\frac{v}{q_i - q_{k-1}} = \max, \quad (2.11)$$

де $-v$ поправки у виміряні вектори, $q = F(Q)$ – параметр жорсткості мережі, який встановлюється як функція кореляційної матриці вимірів $Q = (A^T P A)^{-1}$. Поправки v визначаються з послідовних ітерацій урівноваженням мережі з наступної залежності:

$$v = A \cdot \Delta x + L, \quad (2.12)$$

де A – матриця коефіцієнтів рівнянь поправок, Δx – поправки у наближені значення шуканих параметрів, які визначаються з урівноваження, L – матриця – вектор вільних членів. Після кожної ітерації визначають середню квадратичну похибку одиниці ваги:

$$\mu_{\text{ур}} = \sqrt{\frac{\sum v^2}{r}}, \quad (2.13)$$

де r – кількість надлишкових вимірів у мережі.

Методика апостеріорної оптимізації передбачає поділ вибірки векторів на три групи. У першій групі параметр μ – стрімко зменшується, параметр q – залишається незмінним. Ця група містить вектори з максимальними похибками, крім цього вплив цих векторів є мінімальним на жорсткість мережі. У другій групі параметр μ повільно зменшується, параметр q повільно зростає. Це група надлишкових векторів, які підвищують точність і жорсткість мережі. У третій групі параметр μ повільно зменшується, але q стрімко зростає. Тобто третя група – це мінімальна кількість векторів, які необхідні для утворення жорсткої мережі. Точка перетину кривих обох других похідних є точкою максимальної ентропії мережі, тобто найбільш ефективного співвідношення між точністю та жорсткістю мережі. Мережа з видаленими до цієї межі векторами є оптимальною за співвідношенням точність і жорсткість.

Скористаємось зазначеною методикою для фільтрування всієї сукупності векторів досліджуваної нами мережі. За параметр – «загальна кількість векторів» прийнято – 605 векторів, з них 519 визначених у статичному режимі та 86 – в RTK. Використаємо алгоритм фільтрування (вилучення) вектора з максимальною похибкою μ . Після вилучення такого вектора, мережу знову врівноважуємо, знаходимо вектор з максимальною похибкою і вилучаємо. Так продовжимо доти, поки не залишиться мінімальна кількість векторів, необхідних для визначення координат пунктів (межа другої та третьої групи). На рис. 2.20 зображено графік послідовного вилучення векторів. Червоним кольором подані статичні вектори, а зеленим RTK. Також на рисунку показані межі трьох груп, кількість вилучених векторів у кожній групі та їх відсоткове співвідношення.

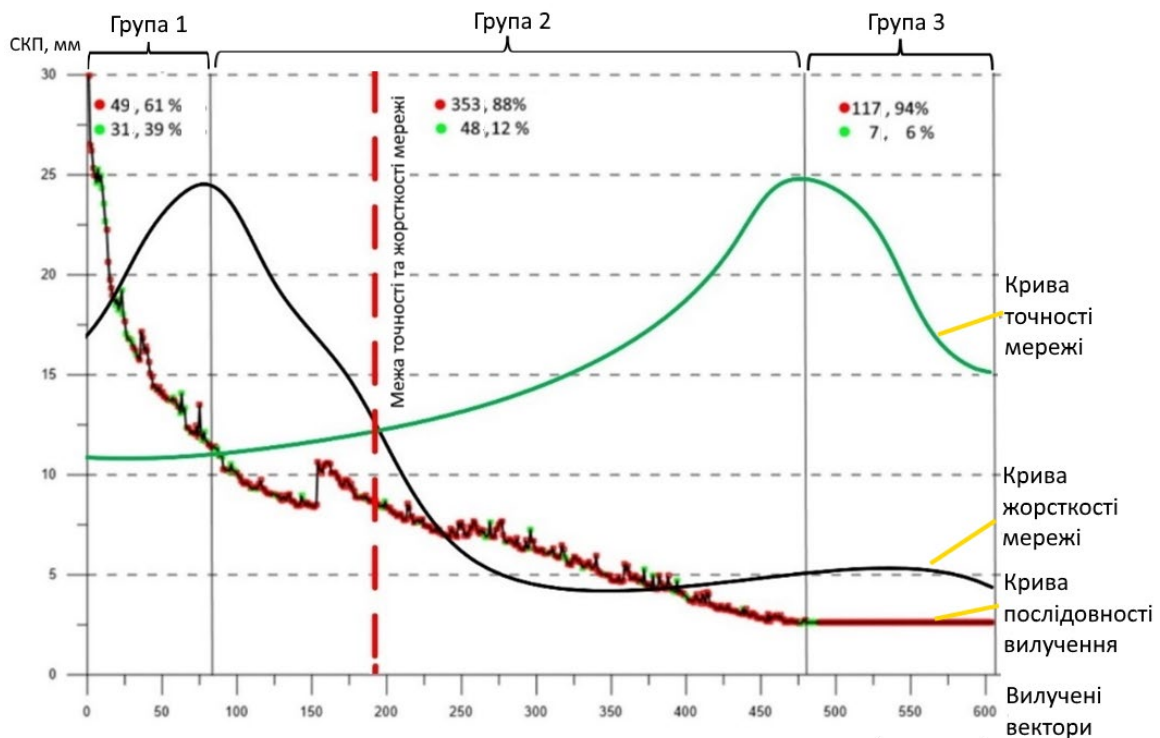


Рис. 2.19. Апостеріорна оптимізація статичних та RTK-векторів

У першій групі вилучено 80 векторів: 49 статичних (61%) та 31 RTK (39%). Статистика засвідчує практично однакову точність статичних та RTK векторів першої групи, але їх точність є низькою і їх необхідно вилучати. У другій групі вилучено 401 вектори: 353 статичних (88%) та 48 RTK (12%). Звернувши увагу

на відсоткове співвідношення загальної кількості векторів (86% – статичних та 14% – РТК), можна зробити висновок про практично рівномірне виключення статичних та РТК-векторів. Це є показником високої точності визначення векторів в РТК-режимі запропонованою нами методикою. У третій групі залишились найточніші 114 векторів, з них 107 (94%) – статичних та 7 (6%) – РТК.

2.2. Розробка методики трансформування координат з ITRF-2014 до системи координат ГТТ Дністровської ГАЕС

З розвитком ГНСС-технологій локальна геодезична референцна система вже традиційно визначається розмірами референцного еліпсоїда і його орієнтацією відносно єдиного початку відліку, за який прийнято центр мас Землі. Такий підхід не був доступним для класичних геодезичних вимірювань у досупутниковий період розвитку геодезії. Введення геоцентра, яким за визначенням вибрано центр мас Землі, дало змогу істотно формалізувати процес переходу до різних локальних національних геодезичних систем з використанням його як реперної точки або початку тривимірної системи відліку відносно глобальної геодезичної референцної системи. Конформне перетворення геодезичних координат визначають у найпростішій формі певними співвідношеннями між глобальною і локальною тривимірними декартовими системами координат, переводячи одну координатну систему визначеного типу в іншу систему того самого типу на основі спільних точок, відомих у цих двох системах. В останні роки у зв'язку з побудовою комбінованих геодезичних мереж на основі сумісного опрацювання ГНСС та класичних наземних даних триангуляцій трансформування геоцентричних координат у локальну систему стало першочерговим завданням. Такі параметри перетворення між світовими (ITRF) та європейськими (ETRF) подано у звіті [62]. Параметри перетворення до національних систем координат, наприклад УСК2000, визначають та подають у паспортах систем координат державні геодезичні служби. Проблемою залишається перетворення до локальних

координат, наприклад, гідротріангуляції (ГТТ) Дністровської ГАЕС, які визначені класичними методами і є неоднорідними. Існує багато функцій трансформування координат з однієї системи в іншу. Серед найбільш відомих є такі: поліноміальне трансформування, трансформування за методом Гельмерта, за допомогою сплайну Ерміта-Оверхаузера, афінне трансформування, афінне трансформування методом скінченних елементів [28]. Вибір методів трансформування залежить від властивостей отриманих результатів. Він має забезпечувати досягнення мети, з якою проводиться трансформування координат. У роботі [28] автори для побудови трансформаційного поля рекомендують спосіб афінного трансформування методом скінченних елементів, та подають його переваги:

1. Визначення параметрів трансформування для кожного трикутника залежить тільки від координат вершин трикутника;

2. При трансформуванні координат кожна точка (вершина трикутника) в одній системі координат точно “переходить” в ідентичну точку (вершину трикутника) в іншій системі координат;

3. Трансформування є неперервним, оскільки точки, які лежать на ребрах трикутників в одній системі координат, трансформуються в точки, які лежать на ребрах перетворених трикутників в іншій системі координат, незалежно від того, які при цьому використовувались параметри трансформування суміжних трикутників;

4. Збільшення кількості та щільності суміщених точок у деяких областях викликає тільки локальне уточнення параметрів трансформування, причому параметри трансформування в інших областях залишаються незмінними.

Ми пропонуємо покрокову трансформацію з використанням методу найменших квадратів, ітераційного процесу та інтерполяції. Блок-схема такого трансформування координат подано на рисунок 2.21. Такий підхід дає можливість контролювати у часі трансформаційне поле кінематичних геодезичних мереж інженерних об’єктів.



Рис. 2.20. Блок-схема покрокової трансформації координат

Для перетворення від системи координат ETRF-2000 до системи координат пунктів ГТТ Дністровської ГАЕС виконується перетворення Гельмерта до проміжної системи координат, яка у межах 1 м збігається з СК-42 за формулою:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{ГТТ} = \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{ЕТRF} + \begin{bmatrix} \mu & -R_Z & +R_Y \\ +R_Z & \mu & -R_X \\ -R_Y & +R_X & \mu \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{ЕТRF} + \begin{bmatrix} D_X \\ D_Y \\ D_Z \end{bmatrix}, \quad (2.14)$$

де R_x, R_y, R_z – недиагональні елементи матриці в кутових секундах; μ – масштабний множник в од. 10^{-6} ; D_x, D_y, D_z – прирости центру просторової ГТГ-системи координат. Параметри перетворення до проміжної системи були визначені з перших ГНСС-спостережень у 2004 році і подані у табл. 2.13.

Таблиця 2.13

Параметри перетворень від системи координат ETRF-2000 до проміжної системи координат

Система координат	Параметри перетворення						
	$R_x, ''$	$R_y, ''$	$R_z, ''$	$\mu, 1 \cdot 10^{-6}$	$D_x, \text{м}$	$D_y, \text{м}$	$D_z, \text{м}$
Проміжна (СК-42)	0.57573	0.01675	0.53095	-0.0751	-24.717	120.360	88.462

Наступний крок полягає у перетворенні просторових прямокутних координат пунктів проміжної системи координат з еліпсоїда Красовського у координати на площині за допомогою проєкції Гаусса-Крюгера. Ця проєкція є не типовою, а спеціально розроблена для даного об'єкта з метою мінімізації похибок спотворення.

Таблиця 2.14

Параметри проєкції Гаусса-Крюгера гідротехнічної тріангуляції Дністровської ГАЕС

Назва параметра	Значення параметра
Зсув на схід, м	-940 000
Зсув на північ, м	-5 340 000
Початкова паралель, °	0
Довгота центрального меридіана, °	27
Ширина зано, °	6
Масштабний коефіцієнт	1

У зв'язку із неоднозначністю проміжної системи координат спроектованої з еліпсоїда Красовського на площину і системою координат ГТГ виникає між ними Δ - залишкова деформація, значення якої у північному та східному

напрямах обчислюється на кожному пункті локальної мережі Дністровської ГАЕС.

2.2.1. Визначення параметрів трансформації від систем ETRF-2000 до системи координат ГТТ Дністровської ГАЕС

У результаті опрацювання ГНСС-векторів циклу спостережень 2020 року, отримано остаточні координати пунктів у системі координат ITRF 2014. Ці координати перетворено в систему ETRF-2000 (епоха 2011.0) за параметрами [62]. У табл. 2.15 подано просторові координати 48 пунктів опорної геодезичної мережі Дністровської ГАЕС у системі координат ETRF-2000 (епоха 2011.0).

Таблиця 2.15

Координати пунктів опорної геодезичної мережі Дністровської ГАЕС у системі координат ETRF-2000 (епоха 2011.0)

Назва пункту	X(м)	Y(м)	Z(м)	Назва пункту	X(м)	Y(м)	Z(м)
22-g	3756456,280	1953993,319	4754020,406	ogz-4	3755970,856	1953105,463	4754775,221
23-g	3756588,870	1954240,870	4753815,842	ogz-5	3755968,370	1953081,051	4754791,355
4-gd	3754920,218	1953023,587	4755622,099	ogz-5a1n	3756029,938	1953987,644	4754366,000
bn	3755846,064	1953274,339	4754793,250	ogz-5a2n	3756036,526	1953980,924	4754363,079
gz-1	3756278,176	1953054,083	4754715,617	ogz5b-1n	3756106,040	1954100,511	4754259,276
gz-10	3755780,374	1953115,319	4754912,364	ogz5b-2n	3756111,639	1954092,312	4754257,618
gz-11a	3755773,168	1953065,669	4754938,291	oru	3755815,818	1952261,899	4755369,580
gz-11b	3755769,655	1953041,915	4754950,685	ozs-1-1	3755981,951	1952971,007	4754841,623
gz-12	3755762,857	1952993,172	4754975,937	ozs-23-1	3755954,190	1952837,576	4754912,114
gz-13	3756389,917	1952827,949	4754752,082	ozs-23-2	3755937,784	1952841,119	4754922,329
gz-14	3756393,272	1952851,362	4754740,026	portal-2	3756173,915	1953326,949	4754519,215
gz-15	3756397,642	1952883,492	4754723,379	portal-3	3756563,317	1953861,722	4754040,462
gz-16	3756438,342	1952904,593	4754683,413	portal-n	3756270,724	1953583,008	4754343,832
gz-17	3756416,235	1952741,725	4754766,815	pp-100	3756298,473	1953147,783	4754659,021
gz-18	3758263,092	1952828,352	4753282,712	pp-221	3756229,321	1952579,281	4754946,956
gz-2	3756919,843	1953811,339	4753904,118	s1-ogz-1	3753579,340	1952239,772	4756992,144
gz-3	3757611,050	1952584,160	4753866,971	s1-ogz-2	3753585,100	1952231,649	4756991,764
gz-4n	3757361,355	1952436,233	4754127,776	s2-ogz-3	3754215,836	1952702,331	4756305,271
gz-5	3756736,957	1952183,355	4754714,170	s2-ogz-4	3754221,119	1952694,137	4756305,236
nygn	3756073,444	1953141,576	4754711,355	s3-ogz-5	3754534,860	1952878,445	4755983,189
ogz-1	3756202,124	1954927,622	4753842,731	s3-ogz-6	3754543,103	1952860,934	4755984,592
ogz-2-1a	3755509,539	1953576,531	4754954,476	skala	3756557,757	1953638,443	4754255,751
ogz-2-2a	3755509,375	1953578,417	4754953,856	stvr	3756249,856	1952910,373	4754799,572
ogz-3	3755838,420	1952149,768	4755425,212	znak-14	3755222,177	1953083,124	4755361,335

У табл. 2.16 подано планові координати тих самих 48 пунктів опорної геодезичної мережі у системі координат ГТТ Дністровської ГАЕС. За параметрами перетворень (табл. 2.13) від системи координат ETRF-2000 (2011р.) до проміжної системи координат визначено координати пунктів опорної геодезичної мережі у проміжній системі координат. Результати обчислень подано у табл. 2.17.

Таблиця 2.16

Планові координати пунктів опорної геодезичної мережі у системі координат
ГТТ Дністровської ГАЕС

Назва пункту	х(м) північ	у(м) схід	Назва пункту	х(м) північ	у(м) схід
22-g	34312,308	95744,489	ogz-4	35438,270	95173,679
23-g	34004,108	95904,884	ogz-5	35458,923	95153,036
4-gd	36728,430	95577,701	ogz-5a-1n	34827,759	95932,937
Bn	35476,087	95380,848	ogz-5a-2n	34823,714	95923,961
gz-1	35211,132	94987,723	ogz-5b-1n	34667,882	95998,967
gz-10	35652,923	95268,962	ogz-5b-2n	34665,834	95989,120
gz-11a	35691,785	95227,992	oru	36222,343	94491,868
gz-11b	35710,419	95208,421	ozs-1-1	35520,579	95048,749
gz-12	35748,258	95168,074	ozs-23-1	35631,177	94942,491
gz-13	35237,600	94735,378	ozs-23-2	35647,692	94953,093
gz-14	35219,414	94754,718	portal-2	35057,834	95278,880
gz-15	35194,541	94781,362	portal-3	34298,906	95578,433
gz-16	35133,727	94781,689	portal-n	34789,948	95463,074
gz-17	35259,115	94646,602	pp-100	35128,235	95062,010
gz-18	33013,791	93885,422	pp-221	35558,442	94586,838
gz-2	33987,761	95371,179	s1-ogz-1	38797,591	95487,988
gz-3	33919,081	93963,938	s1-ogz-2	38796,254	95478,128
gz-4n	34308,818	93945,455	s2-ogz-3	37760,411	95611,206
gz-5	35200,028	94003,612	s2-ogz-4	37759,652	95601,505
nygn	35315,205	95159,162	s3-ogz-5	37274,214	95623,311
ogz-1	34046,546	96692,365	s3-ogz-6	37275,593	95603,961
ogz-2-1a	35704,761	95802,794	skala	34521,179	95381,505
ogz-2-2a	35703,818	95804,549	stvr	35334,518	94872,516
ogz-3	36282,236	94381,588	znak-14	36333,891	95493,675

Визначені координати опорної геодезичної мережі перераховані з еліпсоїда Красовського на площину у проекції Гауса-Крюгера. Результати обчислень подано у табл. 2.18 Різниці відповідних координат пунктів опорної геодезичної мережі, визначених у системі координат ГТТ (табл. 2.16) та у проміжній системі

координат, трансформовані проєкцією Гауса - Крюгера на площину (табл. 2.18) є залишковими деформаціями, які необхідно врахувати для створення трансформаційного поля.

Таблиця 2.17

Координати пунктів опорної геодезичної мережі Дністровської ГАЕС у проміжній системі координат

Назва пункту	X(м)	Y(м)	Z(м)	Назва пункту	X(м)	Y(м)	Z(м)
22-g	3756435,925	1954117,132	4754103,362	ogz-4	3755950,498	1953229,280	4754858,179
23-g	3756568,515	1954364,682	4753898,798	ogz-5	3755948,012	1953204,868	4754874,313
4-gd	3754899,860	1953147,409	4755705,057	ogz-5a-1n	3756009,583	1954111,459	4754448,956
bn	3755825,707	1953398,155	4754876,208	ogz-5a-2n	3756016,171	1954104,739	4754446,035
gz-1	3756257,818	1953177,899	4754798,576	ogz-5b-1n	3756085,685	1954224,326	4754342,231
gz-10	3755760,017	1953239,137	4754995,322	ogz-5b-2n	3756091,284	1954216,127	4754340,574
gz-11a	3755752,810	1953189,487	4755021,249	oru	3755795,458	1952385,717	4755452,541
gz-11b	3755749,297	1953165,733	4755033,644	ozs-1-1	3755961,593	1953094,823	4754924,582
gz-12	3755742,499	1953116,990	4755058,896	ozs-23-1	3755933,832	1952961,393	4754995,073
gz-13	3756369,559	1952951,764	4754835,041	ozs-23-2	3755917,426	1952964,936	4755005,289
gz-14	3756372,913	1952975,177	4754822,985	portal-2	3756153,558	1953450,764	4754602,172
gz-15	3756377,284	1953007,307	4754806,338	portal-3	3756542,961	1953985,535	4754123,418
gz-16	3756417,984	1953028,408	4754766,372	portal-n	3756250,368	1953706,822	4754426,789
gz-17	3756395,877	1952865,541	4754849,774	pp-100	3756278,115	1953271,598	4754741,979
gz-18	3758242,734	1952952,159	4753365,671	pp-221	3756208,962	1952703,098	4755029,916
gz-2	3756899,487	1953935,150	4753987,075	s1-ogz-1	3753558,980	1952363,601	4757075,104
gz-3	3757590,691	1952707,970	4753949,931	s1-ogz-2	3753564,740	1952355,478	4757074,725
gz-4n	3757340,996	1952560,045	4754210,736	s2-ogz-3	3754195,477	1952826,156	4756388,230
gz-5	3756716,597	1952307,170	4754797,131	s2-ogz-4	3754200,761	1952817,963	4756388,196
nygn	3756053,087	1953265,392	4754794,313	s3-ogz-5	3754514,502	1953002,268	4756066,148
ogz-1	3756181,771	1955051,435	4753925,684	s3-ogz-6	3754522,744	1952984,758	4756067,550
ogz-2-1a	3755489,182	1953700,349	4755037,433	skala	3756537,401	1953762,257	4754338,708
ogz-2-2a	3755489,018	1953702,235	4755036,813	stvr	3756229,498	1953034,189	4754882,531
ogz-3	3755818,060	1952273,587	4755508,173	znak-14	3755201,819	1953206,944	4755444,294

У табл. 2.19 приведено широту і довготу та еліпсоїду висоту пунктів у проміжній системі координат.

Нами для формалізації поля залишкових деформацій запропоновано та апробовано метод лінійної інтерполяції, в якому для кожного пункту локальної мережі складаються рівняння:

$$\begin{aligned} a_x \cdot B_n + b_x \cdot L_n + c_x &= (x_n - x_{ГТТ}) \\ a_y \cdot B_n + b_y \cdot L_n + c_y &= (y_n - y_{ГТТ}) \end{aligned} \quad (2.15)$$

де: $a_x, b_x, c_x, a_y, b_y, c_y$ – невідомі коефіцієнти, B_n, L_n – широта та довгота точок локальної мережі Дністровської ГАЕС, $x_n, y_n, x_{ГТТ}, y_{ГТТ}$ – координати точок локальної мережі Дністровської ГАЕС у проміжній та ГТТ-системах координат.

Таблиця 2.18

Координати геодезичної мережі Дністровської ГАЕС у проміжній системі координат трансформовані в проекцію Гауса - Крюгера на поверхню еліпсоїда Красовського

Назва пункту	х(м) північ	у(м) схід	h(м) еліпсої- дальна	Назва пункту	х(м) північ	у(м) схід	h(м) еліпсої- дальна
22-g	34312,879	95744,750	91,928	ogz-4	35438,858	95173,990	100,537
23-g	34004,678	95905,124	92,366	ogz-5	35459,508	95153,350	103,700
4-gd	36728,974	95578,073	92,522	ogz-5a-1n	34828,314	95933,217	98,438
bn	35476,662	95381,162	92,317	ogz-5a-2n	34824,267	95924,241	98,067
gz-1	35211,732	94988,028	220,820	ogz-5b-1n	34668,434	95999,238	97,745
gz-10	35653,494	95269,285	94,330	ogz-5b-2n	34666,387	95989,393	97,287
gz-11a	35692,365	95228,318	94,341	oru	36222,950	94492,227	196,885
gz-11b	35711,000	95208,748	94,301	ozs-1-1	35521,169	95049,066	115,704
gz-12	35748,842	95168,403	94,324	ozs-23-1	35631,772	94942,805	111,413
gz-13	35238,212	94735,682	244,704	ozs-23-2	35648,285	94953,415	110,506
gz-14	35220,025	94755,020	244,800	portal-2	35058,408	95279,174	95,825
gz-15	35195,153	94781,664	244,719	portal-3	34299,485	95578,690	129,629
gz-16	35134,337	94781,985	245,155	portal-n	34790,527	95463,355	99,642
gz-17	35259,728	94646,909	244,860	pp-100	35128,827	95062,310	218,995
gz-18	33014,481	93885,633	245,684	pp-221	35559,059	94587,162	220,294
gz-2	33988,358	95371,426	221,699	s1-ogz-1	38798,109	95488,444	91,869
gz-3	33919,754	93964,189	225,169	s1-ogz-2	38796,775	95478,588	92,487
gz-4n	34309,485	93945,729	228,483	s2-ogz-3	37760,944	95611,619	92,374
gz-5	35200,683	94003,913	223,350	s2-ogz-4	37760,180	95601,917	92,949
nygn	35315,796	95159,463	124,032	s3-ogz-5	37274,751	95623,703	92,287
ogz-1	34047,068	96692,601	95,233	s3-ogz-6	37276,133	95604,356	92,829
ogz-2-1a	35705,310	95803,119	107,693	skala	34521,762	95381,773	219,340
ogz-2-2a	35704,367	95804,873	107,709	stvr	35335,122	94872,826	223,140
ogz-3	36282,848	94381,947	217,590	znak-14	36334,439	95494,030	92,791

Методом ітерацій за способом найменших квадратів визначаються невідомі та виконується оцінка точності. Ітераційним методом вилучаються пункти з максимальними похибками. Ітераційний процес завершується при повільній зміні точності визначених параметрів. За визначеними значеннями коефіцієнтів $a_x, b_x, c_x, a_y, b_y, c_y$ обчислюються значення зсуву залишкової

деформації Δ у північному та східному напрямках для точок, розміщених у вузлах сітки, яка покриває всю територію Дністровської ГАЕС. Крок сітки складає 1'' по широті та довготі, що відповідає на місцевості відстаням ≈ 30 та 20 м. Щільність такої сітки повністю задовольняє інтерполяцію визначення складових зміщень залишкової деформації в 1 мм. За даним алгоритмом розроблена програма, яка дозволяє визначити оптимальні для даного регіону параметри перетворень координат.

Таблиця 2.19

Залишкові деформації системи координат ГТТ на пунктах геодезичної мережі
Дністровської ГАЕС

Назва пункту	B ⁰	L ⁰	Δ_x (м)	Δ_y (м)	Назва пункту	B ⁰	L ⁰	Δ_x (м)	Δ_y (м)
22-g	48,500720	27,483681	0,571	0,261	ogz-4	48,510878	27,476053	0,588	0,311
23-g	48,497940	27,485825	0,570	0,240	ogz-5	48,511065	27,475775	0,585	0,314
4-gd	48,522456	27,481632	0,544	0,372	ogz-5a-1n	48,505345	27,486276	0,555	0,280
Bn	48,511206	27,478860	0,575	0,314	ogz-5a-2n	48,505309	27,486154	0,553	0,280
gz-1	48,508846	27,473517	0,600	0,305	ogz-5b-1n	48,503903	27,487155	0,552	0,271
gz-10	48,512803	27,477361	0,571	0,323	ogz-5b-2n	48,503885	27,487022	0,553	0,273
gz-11a	48,513154	27,476810	0,580	0,326	oru	48,517966	27,466891	0,607	0,359
gz-11b	48,513323	27,476546	0,581	0,327	ozs-1-1	48,511625	27,474369	0,590	0,317
gz-12	48,513666	27,476003	0,584	0,329	ozs-23-1	48,512625	27,472940	0,595	0,314
gz-13	48,509098	27,470104	0,612	0,304	ozs-23-2	48,512773	27,473085	0,593	0,322
gz-14	48,508933	27,470364	0,611	0,302	portal-2	48,507451	27,477444	0,574	0,294
gz-15	48,508708	27,470723	0,612	0,302	portal-3	48,500609	27,481433	0,579	0,257
gz-16	48,508161	27,470722	0,610	0,296	portal-n	48,505032	27,479914	0,579	0,281
gz-17	48,509296	27,468905	0,613	0,307	pp-100	48,508096	27,474515	0,592	0,300
gz-18	48,489148	27,458420	0,690	0,211	pp-221	48,511991	27,468121	0,617	0,324
gz-2	48,497823	27,478602	0,597	0,247	s1-ogz-1	48,541067	27,480594	0,518	0,456
gz-3	48,497284	27,459556	0,673	0,251	s1-ogz-2	48,541056	27,480461	0,521	0,460
gz-4n	48,500790	27,459338	0,667	0,274	s2-ogz-3	48,531734	27,482174	0,533	0,413
gz-5	48,508800	27,460198	0,655	0,301	s2-ogz-4	48,531728	27,482042	0,528	0,412
nygn	48,509772	27,475846	0,591	0,301	s3-ogz-5	48,527361	27,482296	0,537	0,392
ogz-1	48,498276	27,496483	0,522	0,236	s3-ogz-6	48,527375	27,482034	0,540	0,395
ogz-2-1a	48,513238	27,484590	0,549	0,325	skala	48,502619	27,478787	0,583	0,268
ogz-2-2a	48,513230	27,484614	0,549	0,324	stvr	48,509962	27,471968	0,604	0,310
ogz-3	48,518511	27,465403	0,612	0,359	znak-14	48,518913	27,480460	0,548	0,355
MIN з 48 пунктів								0,518	0,211
MAX з 48 пунктів								0,690	0,460
Розмах								0,172	0,249

Для створення трансформаційного поля за даними табл. 2.19 сформована та розв'язана система лінійних рівнянь (2.15). На основі ітераційного процесу з отриманих розв'язків були вилучені пункти, на яких відхилення залишкових деформацій, обчислених за моделлю трансформаційного поля і їх реальними значеннями δx і δy перевищували 8 мм. Значення коефіцієнтів $a_x, b_x, c_x, a_y, b_y, c_y$, отриманих у результаті розв'язку систем рівнянь за останньою, дев'ятою ітерацією, приведені у табл. 2.20. Середня квадратична похибка визначення залишкових деформацій склала 2 мм. На основі моделі трансформаційного поля залишкових деформацій створено сітку з кроком 1" по широті та довготі, що на площині є по широті ≈ 30 м, а по довготі ≈ 20 м.

Таблиця 2.20

Значення коефіцієнтів $a_x, b_x, c_x, a_y, b_y, c_y$

	x	y
a	1,5527685	-5,0089435
b	3,9577057	0,4533508
c	-18,4654132	23,0219675

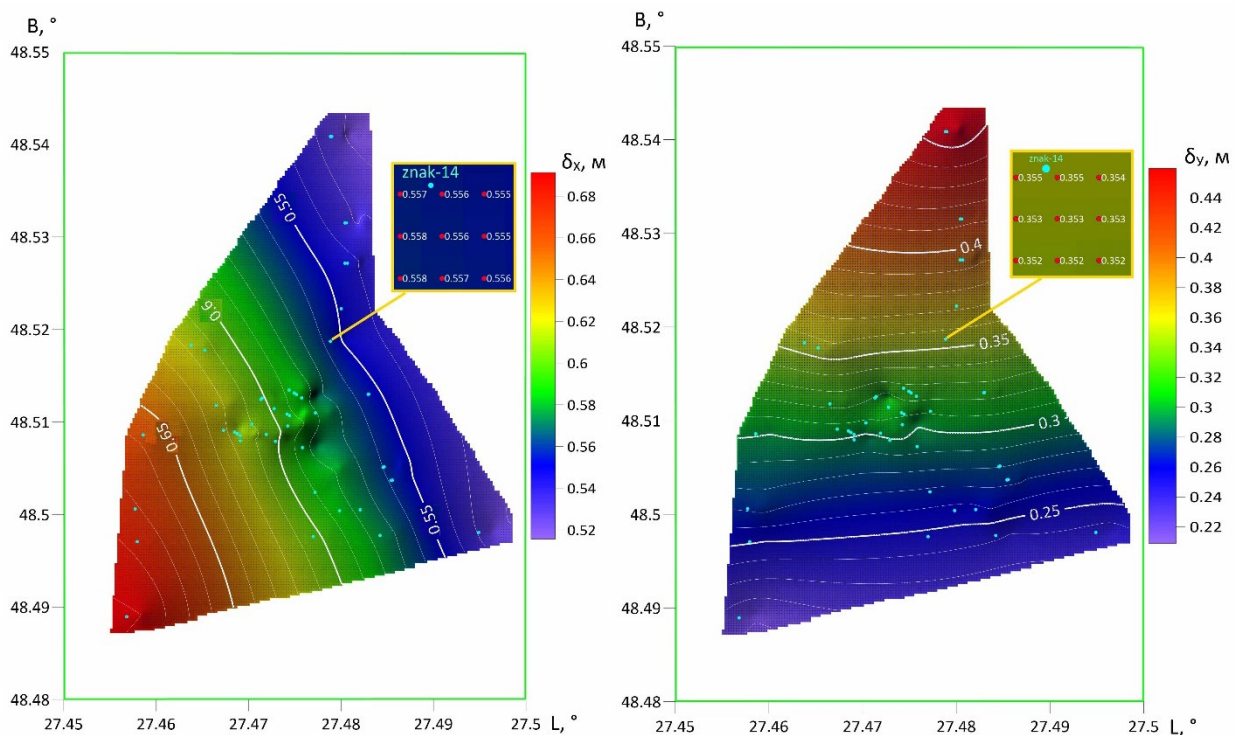


Рис. 2.21. Модель трансформаційного поля ГТТ Дністровської ГАЕС

У табл. 2.21 приведено відхилення залишкових деформацій, отриманих за моделлю трансформаційного поля і їх реальними значеннями δx і δy . Величини δx і δy не перевищують 5 мм.

Таблиця 2.21

Відхилення залишкових деформацій

Назва пункту	δx (мм)	δy (мм)	Назва пункту	δx (мм)	δy (мм)
22-g	0	3	ogz-4	3	-1
23-g	3	-2	ogz-5	-1	1
4-gd	-2	4	ogz-5a-1n	1	0
bn	1	1	ogz-5a-2n	-2	0
gz-1	1	2	ogz-5b-1n	-1	-2
gz-11a	2	3	ogz-5b-2n	1	1
gz-11b	1	3	ozs-1-1	-2	0
gz-12	2	3	ozs-23-2	-2	-1
gz-13	0	-2	portal-3	-1	-1
gz-14	0	-3	portal-n	0	0
gz-15	2	-2	pp-100	-3	0
gz-16	-1	-5	pp-221	2	3
gz-17	-3	-1	s1-ogz-1	-3	-5
gz-18	2	0	s1-ogz-2	-1	-1
gz-2	1	1	s2-ogz-3	4	0
gz-3	1	-1	s2-ogz-4	-1	-2
ogz-1	-3	-4	s3-ogz-5	1	0
ogz-2-1a	1	4	s3-ogz-6	3	2
ogz-2-2a	1	4	skala	-4	-2
ogz-3	-4	3	stvr	1	0

На основі виконаних досліджень розроблено трансформацію планових координат із системи ETRF-2000 до системи ГТТ. Параметри перетворень впроваджені у програмне забезпечення CDC.NET, яке формує диференційні поправки у реальному часі для забезпечення режиму РТК інженерного об'єкта Дністровська ГАЕС.

2.2.2. Визначення параметрів трансформації від системи еліпсоїдальних висот ETRF-2000 до системи висот ГТТ Дністровської ГАЕС

Вихідними даними для визначення висот квазігеоїда на території Дністровської ГАЕС були еліпсоїдальні висоти пунктів опорної геодезичної мережі, визначені з 6-ти годинних статичних ГНСС спостережень, та нормальні

висоти тих же пунктів, визначені методом тригонометричного нівелювання (табл. 2.22).

Таблиця 2.22

Нормальні висоти та висоти квазігеоїда на пунктах геодезичної мережі
Дністровської ГАЕС у проміжній системі координат

Назва пункту	B^0	L^0	h (м)	H (м)	ζ (м)
bn	48,51121	27,47886	92,317	80,789	11,528
gz-10	48,51280	27,47736	94,330	82,803	11,527
gz-11a	48,51315	27,47681	94,341	82,823	11,518
gz-11b	48,51332	27,47655	94,301	82,777	11,524
gz-12	48,51367	27,47600	94,324	82,803	11,521
gz-14	48,50893	27,47036	244,800	233,283	11,517
gz-15	48,50871	27,47072	244,719	233,203	11,516
gz-17	48,50930	27,46890	244,860	233,336	11,525
ogz-1	48,49828	27,49648	95,232	83,732	11,501
ogz-3	48,51851	27,46540	217,589	206,059	11,530
ogz-5a-2n	48,50531	27,48615	98,067	86,553	11,514
ogz-5b-2n	48,50389	27,48702	97,287	85,775	11,512
oru	48,51796	27,46689	196,884	185,347	11,537
portal-3	48,50061	27,48143	129,629	118,110	11,519
skala	48,50262	27,47879	219,340	207,806	11,534
stvr	48,50996	27,47197	223,139	211,607	11,532
znak-14	48,51891	27,48046	92,790	81,290	11,501

Методом інтерполяції (Kriging) – створено сітку висот квазігеоїда у межах трапеції з кроком 1" по широті та довготі. Трапеція аналогічним чином, як і для моделювання залишкових деформацій, обмежена по широті $48,48^0 \div 48,55^0$, а по довготі $27,45^0 \div 27,50^0$. На рис 2.23 подано межі трансформаційного поля та ізоліній зміни висот квазігеоїда на заданій території. З рис. 2.23 видно, що розподіл ізоліній висот квазігеоїда на території Дністровської ГАЕС є нерівномірний, а їх щільність корелює з формою рельєфу. Найбільша щільність ізоліній збігається із крутим схилом у напрямку ріки Дністер. Точна модель висот квазігеоїда допоможе замінити трудомісткі традиційні методи визначення висот ГНСС нівелюванням та створити умови для високоточних вимірювань висот на території Дністровської ГАЕС у режимі реального часу.

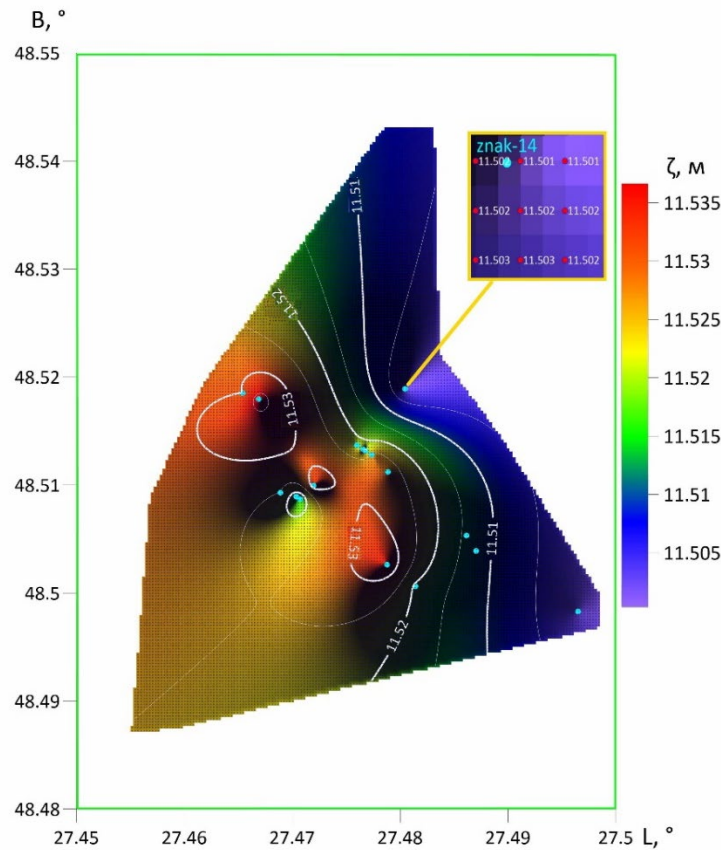


Рис. 2.22. Модель висот квазігеоїда на території Дністровської ГАЕС

Створена регулярна сітка завантажена у програмне забезпечення CDC.NET. На основі планового та висотного трансформаційного поля відкрито канал доступу для персоніфікованих користувачів, які при підключенні до цього каналу можуть визначати планові та висотні координати в режимі реального часу за допомогою двочастотних ГНСС приймачів на території Дністровської ГАЕС у системі координат ГТТ.

2.2.3. Результати експериментальних випробувань трансформаційного поля Дністровської ГАЕС

На підставі створеного трансформаційного поля у ліцензійному програмному забезпеченні CDC.NET створено кластер, який передає диференційні поправки трансформаційного поля Дністровської ГАЕС авторизованим користувачам через порт 2141. З метою експериментальної перевірки трансформаційного поля виконано виміри у режимі RTK на чотирьох

пунктах мережі. Результати визначення координат та різниці у системі ГТТ подано у табл. 2.23.

Таблиця 2.23

Результати експериментальних випробувань трансформаційного поля
Дністровської ГАЕС

Назва пункту	Контрольні координати			Виміряні координати у режимі RTK			$\delta Y(m)$	$\delta X(m)$	$\delta H(m)$
	Y(m) схід	X(m) північ	H(m)	Y(m) Схід	X(m) північ	H(m)			
gz-3	93964.184	6033919.758	213.627	93964.189	6033919.754	213.644	-0.005	0.004	-0.017
stvr	94872.820	6035335.121	211.609	94872.826	6035335.121	211.609	-0.006	0.000	0.000
bn	95381.162	6035476.662	80.790	95381.160	6035476.665	80.814	0.002	-0.003	-0.024
skala	95381.772	6034521.773	207.812	95381.770	6034521.770	207.807	0.002	0.003	0.005

З табл. 2.23 видно, що контрольні виміри проведено на пунктах skala і stvr, які були використані при визначенні параметрів трансформаційного поля. Похибки визначення координат на цих пунктах є у межах 6 мм. Пункти gz-3 і bn у процесі ітерацій при створенні трансформаційного поля були вилучені з опрацювання, як пункти координати яких не узгоджувались з моделлю трансформаційного поля. Найбільш ймовірно, що висоти цих пунктів у системі ГТТ визначені з незадовільною точністю, що підтверджується результатами експериментальної перевірки у режимі RTK. Похибки визначення висоти сягають понад 20 мм. Однак планові координати цих пунктів узгоджуються з трансформаційним полем у межах 5 мм. Поява похибок у висотах пунктів можна пояснити відхилення прямих ліній від нормалі до еліпсоїда Красовського у районі Дністровської ГАЕС. Відповідно кутова неузгодженість еліпсоїдальної системи висот та нормальної системи висот при значних перевищеннях між пунктами до 130 м на коротких відстанях приводить до різниці перевищень, визначених ГНСС методом та геометричним нівелюванням.

2.3. Методика оптимізації створення геодезичних мереж використанням статичних та RTK ГНСС-векторів.

Розроблена методика передбачає виконання таких дій:

1. Вибір ГНСС приймачів для визначення векторів. Приймач необхідно підбирати з антеною геодезичного класу, захищеною від додаткового відбивання сигналу. Математичні алгоритми плати приймача повинні відбракувати неякісний сигнал. Рекомендується обирати моноблоковий приймач, у якою антена, плата процесора та живлення зібрані в одному корпусі. До фірм виробників такого обладнання належать Trimble - США, Topcon – Японія, Leica – Швейцарія, South, CHC, Comnav – КНР, Stonex – Італія, Satlab – Швеція.

2. Вибір постачальника RTK-поправок. На 2022 рік в Україні функціонує шість постачальників RTK – поправок (рис. 1.1). Головним критерієм вибору постачальника поправок є аналіз часових рядів станцій. З їх аналізу можна встановити якість та точність координат перманентних станцій. Важливою характеристикою є віддаль до перманентної станції та компетентність постачальника, наприклад, у можливості побудови трансформаційного поля для великого інженерного об'єкта.

3. Підключення до мережі перманентних станцій. Для передачі RTK-поправок оператори використовують інтернет-протокол NTRIP. Відповідно користувач повинен мати доступ до інтернету на інженерному об'єкті. В Україні переважно використовують GSM-зв'язок мобільного оператора. Приймач користувача має можливість використання внутрішнього модема, модема контролера та WIFI. Зауважимо, що дослідження, описані в підрозділі 2.1.3, не встановили залежності точності від виду зв'язку, але рекомендовано обирати внутрішній модем приймача як найбільш стабільний.

4. Визначення координат пунктів інженерного об'єкта в RTK-режимі. Ввімкнувши приймач, ввівши IP-адресу, порт, логін та пароль – роверний приймач автоматично буде приймати RTK-поправки. Визначення координат

точок рекомендується виконувати способом «Контрольна точка», параметри якого досліджено у таблиці 2.12. Для підвищення точності та виключення систематичних похибок одиничних РТК-спостережень рекомендовано виконувати мінімум два визначення.

5. Підвищення точності РТК-визначень координат пропонується синхронним способом. Даний спосіб досліджено у підрозділі 2.1.4 і передбачає використання двох роверних приймачів. Користувач повинен одночасно увімкнути процес визначення координат на двох приймачах, попередньо підключившись до однієї і тієї ж базової станції. Дослідження розсинхронності спостережень виконано у підрозділі 2.1.4. Також підвищення ефективності РТК-режиму досліджено у підрозділі 2.1.2, де подано можливість використання власної базової станції. Робота від власної базової станції забезпечить стабільну роботу навіть при відключенні електроенергії на сервері постачальників РТК-поправок. Використання власної базової станції робить автономною систему моніторингу інженерних об'єктів з використанням ГНСС приймачів в РТК-режимі. Використання способу синхронних визначень підвищить точність РТК-векторів на 75% (див. табл. 2.8).

6. Для підвищення точності та надійності визначення координат пунктів за визначеними просторовими векторами рекомендується виконувати геометричні побудови, наприклад, у формі трикутників, та їх врівноважувати. У додатку 1 подано написаний нами код програми для врівноваження геодезичних мереж, побудованих методом просторових РТК-векторів.

Перевірка методики оперативного моніторингу виконано на п'яти пунктах Дністровської ГАЕС у 2020 році. На пункті ogz-1 встановлено автономну БС. У програмне забезпечення БС введено просторові координати, визначені з попередньої статичної ГНСС-кампанії. Прилад увімкнуто в режимі базової станції. Цим самим прилад генерував поправки на певний порт статичної IP-адреси. Попарно і одночасно виконували визначення синхронних РТК-векторів на чотирьох пунктах мережі способом, описаним у підрозділі 2.1.4. Для

врівноваження мережі координати двох пунктів b_n та $portal-n$ введені як вихідні із статичної ГНСС-кампанії 2019 року. Після врівноваження порівняли п'ять векторів, визначених синхронним RTK-режимом із статичними. Різниці просторових векторів були у межах 2 мм.

Висновки до розділу 2

1. Досліджено точність визначення координат пунктів ГНСС-методом в RTK-режимі залежно від віддалі до БС. Максимальна абсолютна похибка не перевищила рівняння регресії виробника. За вимірюваннями ровером в RTK-режимі від автономної БС на віддалі до 10 км виведено рівняння регресії комплекту приймачів фірми Stonex, в якому перший член у три рази точніший від номінального.

2. Досліджено методику побудови високоточних геодезичних мереж вимірюванням статичних та синхронних RTK-векторів. Доведено можливість підвищення точності RTK-режиму використанням двох синхронних роверних приймачів. Середня абсолютна похибка визначення вектора в синхронному RTK-режимі дорівнювала 5 мм в діапазоні довжин від 0,03 до 2 км.

3. Розроблено методику покрокової трансформації планових координат зі системи ITRF-2014 до системи ГГТ Дністровської ГАЕС, яка дозволяє підтримувати у часі трансформаційне поле в системі координат інженерного об'єкта. Параметри перетворень впроваджені у програмне забезпечення CDC.NET для забезпечення роботи у RTK-режимі в системі ГГТ Дністровської ГАЕС.

4. Розроблена методика трансформування просторових координат, яка перевірена на прикладі геодезичної мережі Дністровської ГАЕС, що дозволило отримати координати інженерних об'єктів з СКП не більше 5 мм в плані та 20 мм за висотою в діапазоні координат до 2 км в плані і 300 м за висотою.

РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕЛЕКТРОННИХ ТАХЕОМЕТРІВ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ТОЧНОСТІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧНИХ РОБІТ

3.1. Дослідження інструментальних похибок електронних тахеометрів

Детально розглянемо вплив похибок геометричних умов ЕТ на горизонтальні та вертикальні напрямки. У табл. 3.1 подано значення чотирьох геометричних умов ЕТ TCRP1201+R300, визначених згідно з інструкцією користувача [75]. За інструкцією геометричні умови перевіряють на відбивач, який розміщують на віддалі приблизно 100 м. Для перших трьох умов відбивач повинен знаходитись у горизонтальній площині, для четвертої - перевищення на відбивач повинно бути приблизно 30° . Визначення метрологічних характеристик ЕТ також регламентують міжнародні стандарти ISO [72, 73]. Українські метрологи на основі міжнародних стандартів розробляють власні, які у певні мірі є кращі за оригінали. Так, наприклад у [17] детально подано про калібрувальні елементи ЕТ та формули їх визначення.

Таблиця 3.1

Кутові калібрувальні елементи ЕТ Leica TCR1201R300,
визначені у різний період року

Дата Елемент	Кутові калібрувальні елементи ЕТ				
	$l, ''$	$t, ''$	$M_0, ''$	$c, ''$	$a, ''$
16.02.21	1	3	8	4	8
13.09.21	4	3	9	6	2
13.01.22	3	7	6	6	1
01.07.22	6	9	9	1	2

Експериментальні вимірювання проводили у різний час доби та за різного значення температури середовища. Вимірювання 16.02.2021 р. виконували при температурі (-7°C), а 13.09.2021 р. та 13.01.2021р. – відповідно при температурах ($+13^\circ \text{C}$ і $+2^\circ \text{C}$). Вимірювання 01.07.2022 р. виконані при температурі ($+19^\circ \text{C}$) на розробленій нами коліматорній установці (рис. 3.1). Визначення калібрувальних елементів ЕТ виконували у три прийоми з СКП у діапазоні 0,5 - 1". Значна зміна (до 7") калібрувальних елементів ЕТ підтверджує

необхідність правильного їх визначення, оскільки їх вводять як систематичну похибку у виміряні напрямки, віддак перевищення та координати. Деякі з них виключаються під час вимірювань при двох положеннях круга, деякі залишаються. Причиною їх зміни може бути зміна метеоумов навколишнього середовища. Далі, керуючись геометричними побудовами та [52, 75] детально розглянемо вплив зміни калібрувальних елементів на вимірювані горизонтальні та вертикальні напрямки ЕТ .

- **Непрямовисність вертикальної осі приладу (l , t), вимірної давачем нахилу**

Відхилення осі обертання приладу від прямовисної лінії впливає на виміряні горизонтальні - Δ_G та вертикальні - Δ_B напрями. Запишемо формули для визначення цих величин:

$$\begin{aligned} \Delta_G'' &= t'' \cdot \tan v \\ \Delta_B'' &= l'' \end{aligned} \quad (3.1)$$

де: l'' , t'' – кут нахилу вертикальної осі обертання тахеометра в секундах,
 v – вимірний вертикальний кут.

У табл. 3.2 подано вплив непрямовисності вертикальної осі на горизонтальні напрямки, визначені ЕТ на різних віддальх та висотах.

Таблиця 3.2

Вплив непрямовисності вертикальної осі в $1''$ та $5''$ на горизонтальні напрямки, що знаходяться на різних віддальх та різних висотах

$S, \text{ м}$	$v, ^\circ$	0° $1'' / 5''$	30° $1'' / 5''$	60° $1'' / 5''$
50		0 / 5,0	0,1 / 5,8	0,4 / 10,0
100		0 / 1,2	0,3 / 1,4	0,8 / 2,4
200		0 / 2,4	0,6 / 2,8	1,7 / 4,8

Стосовно вертикального кута, то його вплив за знаком та величиною прямопропорційно величині нахилу осі. Зміна l'' та t'' не виключається з вимірювань навіть при зміні положення круга на 180° , оскільки положення осі залишається незмінним. Значення l'' та t'' вводять у виміряні напрямки як

систематичну складову. Через зовнішнє середовище (температур, тиск, вібрація) покази компенсатора можуть відрізнятись від фактичного нахилу осі приладу і будуть вводиться неправильні поправки у виміряні напрями ЕТ.

- Місце нуля вертикального круга

Місця нуля ($M0$) визначається за формулою

$$M0'' = \frac{(v_{КЛ}^0 + v_{КП}^0 - 360^0)}{2}, \quad (3.2)$$

$$\Delta_B'' = M0''$$

де: $v_{КЛ}^0, v_{КП}^0$ – відліки вертикального круга при візуванні на одну і ту ж точку.

Визначене значення ($M0$) під час виконання перевірок вводять у вимірний вертикальний напрям при кожному положенні круга (КЛ та КП) як систематичну складову. Важливим є стабільність значення $M0$ від умов навколишнього середовища, щоб не спотворювались вимірювані вертикальні напрямки, а відтак і перевищення. Зміну $M0$ можна вилучити із спостережень, виконавши їх два рази із зміною положення вертикального круга на 180^0 .

- Візирна вісь неперпендикулярна горизонтальній осі (колімаційна похибка)

Колімаційна похибка визначається за формулою

$$c'' = \frac{(a_{КЛ}^0 - a_{КП}^0 \pm 180^0)}{2}, \quad (3.3)$$

де: $a_{КЛ}^0 + a_{КП}^0$ – відліки горизонтального круга при візуванні на одну і ту ж точку.

Ця похибка визначається при первинній та періодичній повірці приладу. Її значення записують у програму вимірювання напрямків, в які вводяться відповідні поправки. Колімаційна похибка має вплив на вимірювання горизонтальних напрямків, що знаходяться на різних зенітних віддальях. Запишемо формулу для знаходження значення Δ_C – впливу колімаційної похибки на горизонтальні напрями [52]:

$$\Delta_C'' = \frac{c''}{\cos v}, \quad (3.4)$$

де: c'' – колімаційна похибка у секундах,

ν – кут нахилу вимірюваного напрямку. Таку ж формулу пропонують автори [7, 8]. Фактичне значення колімаційної похибки може змінюватись від зміни атмосферних параметрів, а саме температури навколишнього середовища, тобто відрізнятись від номінального (визначеного та введеного у пам'ять приладу під час повірки). Розрахуємо вплив зміни колімаційної похибки на напрямки, що знаходяться на різних віддальх та різних висотах. Значення у міліметрам для колімаційної похибки в 1" та 5" подано в таблиці 3.3. Оскільки при переведенні зорової труби через зеніт похибка Δc змінює знак, то у середньому горизонтальному напрямі (КЛ+КП) вона компенсується. На виміряні вертикальні напрямки ця похибка не впливає. Негативним є нестабільність значення (c), наприклад, від нагрівання приладу.

Таблиця 3.3

Вплив зміни колімаційної похибки на горизонтальні напрямки, що знаходяться на різних віддальх та різних висотах

$\nu, \text{ }^\circ/\text{c}, \text{ ''}$ $S, \text{ м}$	30°/ 1"	60°/ 1"	30°/ 5"	60°/ 5"
50	0,3	0,5	1,4	2,4
100	0,6	1,0	2,8	4,8
200	1,1	1,9	5,6	9,7

- Неперпендикулярність осі обертання труби до осі обертання тахеометра

При обертанні зорової труби навколо горизонтальної осі, лінія візування завжди повинна знаходитись у вертикальній площині. Якщо горизонтальна вісь неперпендикулярна вертикальній осі, то візирна площина буде відхилитись від прямовисної. У площині горизонту похибка за неперпендикулярність горизонтальної та вертикальної осей практично не впливає на горизонтальний напрям, але збільшення вертикальних кутів суттєво збільшує цю похибку.

Запишемо формулу для похибки Δa – впливу неперпендикулярності горизонтальної та вертикальної осей на значення горизонтального напрямку залежно від зміни кута нахилу [52]:

$$\Delta_c'' = c'' \cdot \tan \nu, \quad (3.5)$$

де: c'' – колімаційна похибка в секундах,

ν – кут нахилу вимірюваного напрямку.

Розрахуємо вплив зміни похибки за неперпендикулярність горизонтальної та вертикальної осей на напрямки, що знаходяться на різних віддальх та різних висотах. Значення у міліметрах для колімаційної похибки в 1" та 5" відповідно зведемо значення у таблиці 3.4 у міліметрах.

Таблиця 3.4

Вплив похибки за неперпендикулярність на горизонтальні напрямки, що знаходяться на різних віддальх та різних висотах

$\nu, \text{ }^\circ/c, ''$ $S, \text{ м}$	30°/ 1''	60°/ 1''	30°/ 5''	60°/ 5''
50	0,1	0,4	0,7	2,1
100	0,3	0,8	1,4	4,2
200	0,6	1,7	2,8	8,4

Оскільки при переведенні зорової труби через зеніт похибка Δa змінює знак, то у середньому горизонтальному напрямі (КЛ+КП) вона компенсується. На виміряні вертикальні напрями ця похибка не впливає. Негативним є нестабільність значення (a), наприклад, від нагрівання приладу.

3.1.1. Експериментальні дослідження систематичних похибок при вимірюванні горизонтальних та вертикальних напрямків

Виконаємо дослідження впливу систематичних похибок на вимірювання горизонтальних та вертикальних напрямів ЕТ. Скористаємось розробленою нами коліматорною установкою (рис. 3.1). Установка складається з горизонтального коліматора – 1, двох нахилених коліматорів – 2, 3, коліматора з веб-камерою – 4 та комп'ютера – 6 (для юстування енергетичної осі

електронного тахеометра) та піднімального столика – 5. Піднімальний столик забезпечено примусовим центруванням із конусним гвинтом [38]. Установка забезпечує візування на нескінченність при вимірі напрямків, що значно зменшує необхідність точно центрувати прилад. Також в лабораторії стабільна температура, тиск та вологість, що виключає похибки зовнішніх умов. Отже, під час вимірювань будуть присутні тільки інструментальні похибки, описані вище.

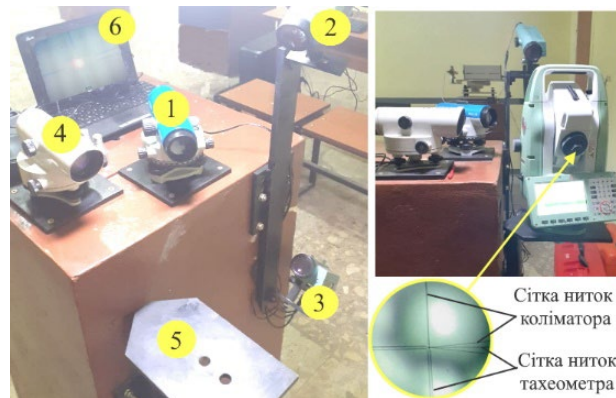


Рис. 3.1. Розроблена нами установка для перевірки куткових величин ЕТ

Вимірювання на колімаційній установці тільки на горизонтальний коліматор були виконані для двох ЕТ TCR1205+R1000 та TCRP1201+R300. Виконано дванадцять установок з перестановкою ЕТ на 30° . Для кожної установки тахеометра виконували три прийоми вимірювань. Таке дослідження підтвердило виключення похибок ексцентриситету горизонтального круга у приладах з двома давачами та дало можливість оцінити вплив перелічених вище похибок на вимірюванні горизонтальні та вертикальні напрями. У табл. 3.5, 3.6 подано обчислені значення колімаційної похибки та місця нуля для кожної установки приладу за формулами (3.2, 3.3). СКП вимірних напрямків при одному положенні круга ЕТ обчислимо за формулою Бесселя:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum \delta^2}{n-1}}, \quad (3.6)$$

де δ – різниця i -того та середнього значення вимірювань, n – кількість вимірювань. За СКП напрямів кругів, обчислимо СКП напрямку при двох положеннях круга ЕТ за формулою (3.7):

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_{KL}^2 + \sigma_{KP}^2} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{MO} = \sqrt{\sigma_{KL}^2 + \sigma_{KP}^2}$$

Таблиця 3.5

Колімаційна похибка та місце нуля TCR1201+R300

Установка круга, °	c, "	M0, "	σ_c , "	σ_{MO} , "
0	-0,2	-1,0	1,1	1,2
30	-0,2	-1,1	1,8	1,7
60	-0,6	-1,0	2,8	0,7
90	-1,2	-1,0	1,6	1,7
120	-0,7	-2,3	2,3	1,5
150	-0,3	-1,9	2,0	1,0
180	-1,1	-2,9	1,3	2,0
210	0,1	-2,3	0,6	1,8
240	0,5	-2,5	1,7	2,8
270	-0,7	-1,8	1,0	1,8
300	-0,1	-2,3	2,5	1,8
330	0,0	-3,1	1,8	1,0
360	0,5	-3,5	0,6	1,7

Таблиця 3.6

Колімаційна похибка та місце нуля TCR1205+R1000

Установка круга, °	c, "	M0, "	σ_c , "	σ_{MO} , "
0	3,1	-0,8	0,9	4,0
30	1,5	-0,5	4,0	2,2
60	1,4	-2,5	3,4	2,2
90	0,3	-1,1	3,2	2,4
120	2,2	-1,7	3,6	2,0
150	0,5	0,0	1,9	4,1
180	2,8	-2,1	2,6	2,5
210	-0,2	0,4	1,7	1,1
240	1,0	0,1	4,5	3,1
270	0,9	-0,7	0,4	1,1
300	0,6	-2,4	1,5	3,3
330	2,7	0,3	2,9	3,1
360	0,8	-0,1	1,5	1,3

На рис. 3.2, 3.3 графічно відображені дані таблиць 3.5, 3.6. Червоною штриховою лінією показані похибки на різних установках круга, фіолетовою лінією – їх СКП, визначене з трьох прийомів за формулою Беселля. Червоною суцільною лінією подано апроксимацію даних прямою.

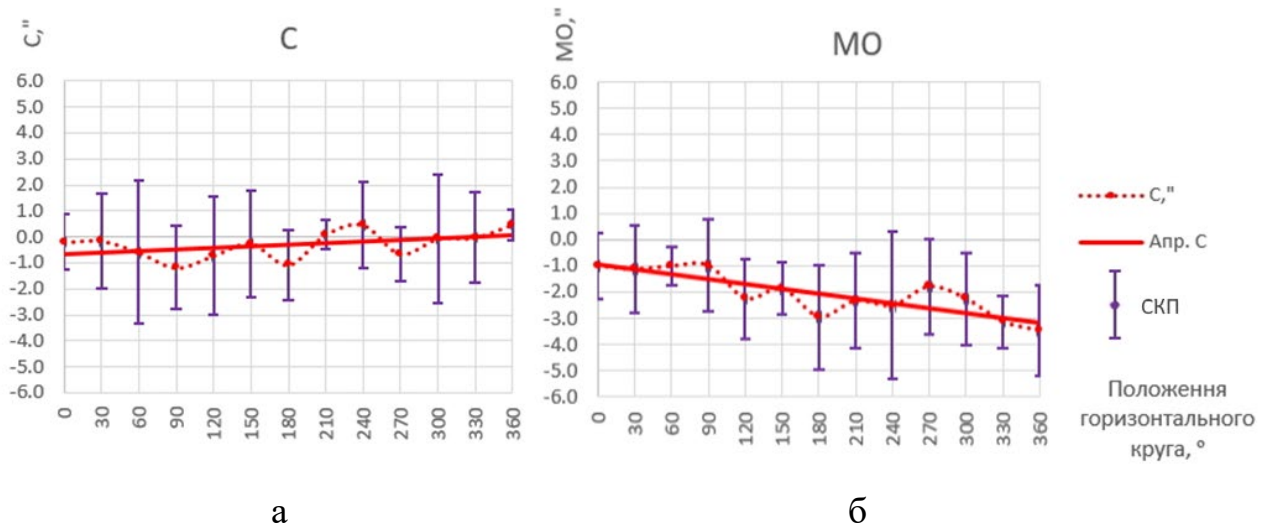


Рис. 3.2. Значення (а) колімаційної похибки та (б) місця нуля на різних установках горизонтального круга для ЕТ TCR1201+R300

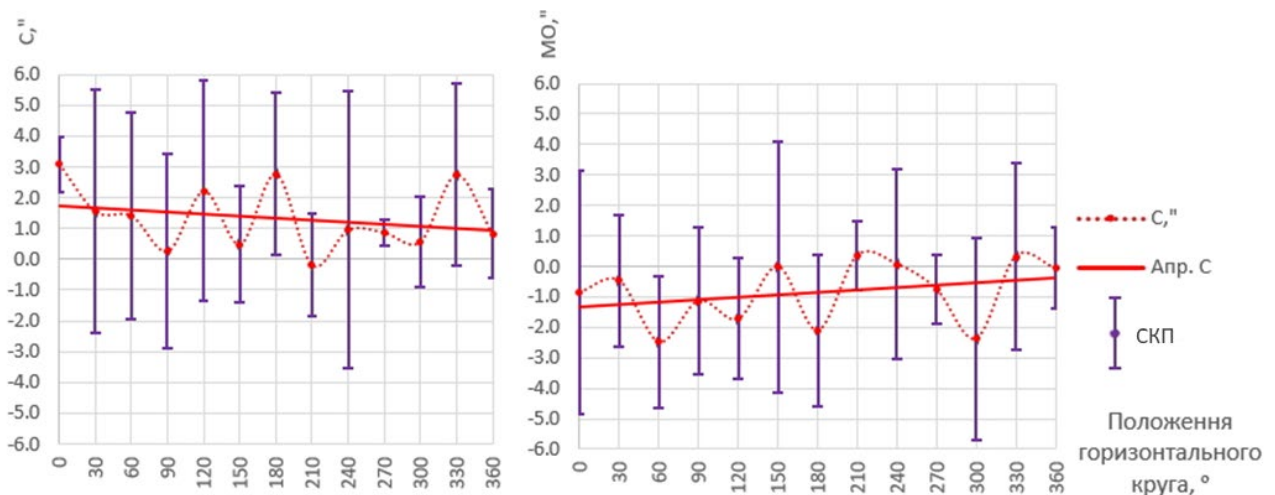


Рис. 3.3. Значення колімаційної похибки (а) та місця нуля (б) на різних установках горизонтального круга для ЕТ TCR1205+R1000

3.1.2. Дослідження похибки перефокусування на зміну положення візирної осі

Похибку перефокусування визначили на 100-метровому базисі кафедри інженерної геодезії (рис. 3.4). Базис складається із семи світловідбивних марок, закріплених на одній висоті та в створі. Похибку перефокусування визначали

для приладу TCRP1201R300. Отримані результати приведені у табл. 3.7 та на графіках (рис. 3.5). Вимірювання вертикальних, горизонтальних кутів та віддалей виконували у три повні прийоми при двох положеннях вертикального круга. Тому також обчислили СКП визначуваних величин. Значення «с», «M0» та їхні СКП обчислювали за формулами (3.7).

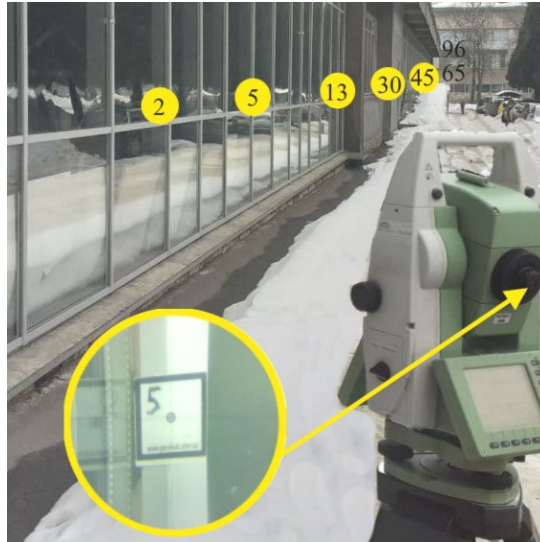


Рис. 3.4. Базис для визначення похибки перефокусування

Спостерігається значний вплив перефокусування на зміну колімаційної похибки та місця нуля електронного тахеометра на віддалі до 8 м. Ці результати підтверджуються в проведених дослідження [24]. На віддалі більше 8 метрів та до нескінченності впливу перефокусування на зміну С та M0 не виявлено.

Таблиця 3.7

Вплив перефокусування на зміну колімаційної похибки та місця нуля

Віддаль, м	с, "	M0, "	σ_c , "	σ_{M0} , "
3	-1,6	-6,5	2,1	2,5
5	-5,4	-1,0	0,9	3,4
13	-3,0	3,5	2,8	2,2
30	-3,6	1,9	0,9	3,6
45	-2,8	3,4	2,0	2,0
65	-3,4	1,9	1,9	2,5
96	-3,0	3,2	2,0	2,9

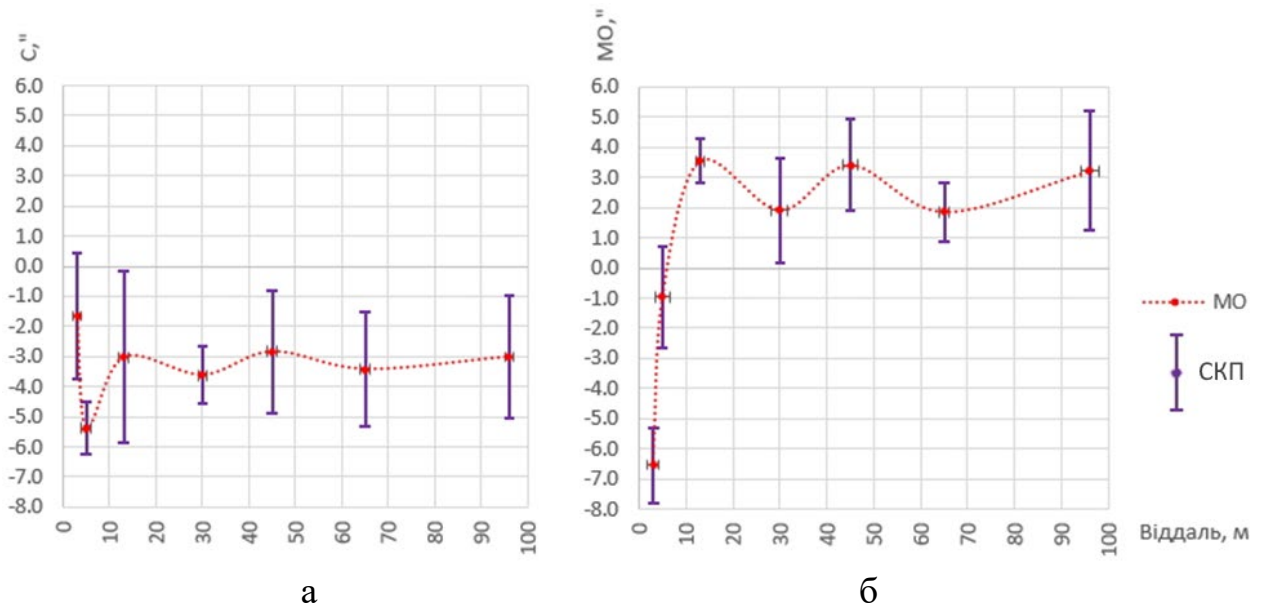


Рис. 3.5. Зміни колімаційної похибки (а) та місця нуля (б) від зміни фокусування для ЕТ TCRP1201 R300

3.2. Дослідження інструментальних похибок ЕТ при вимірюванні віддалей

Названі дослідження полягали у визначенні похибки вимірювання віддалі на коротких довжинах з використанням сферичного відбивача (рис. 3.6). Використання такого відбивача під час вимірювань повинно виключити похибку фіксації, центрування та горизонтування візирної цілі. Ми провели контрольні вимірювання довжин у діапазоні 6 – 16 метрів. За еталон був використаний лазерний інтерферометр переміщень. Під час вимірювань кут падіння лазера на відбивач дорівнював 90° . У табл. 3.8 наведено вибірку статистичних даних різниць відхилень тахеометр – інтерферометр (мінімальне MIN, максимальне MAX значення та СКП) у прямому та зворотному ході вимірювань.

Таблиця 3.8

Характеристи точності визначення коротких відрізків електронним тахеометром

Різниця	$\delta_{\text{ПР}}$, мм	$\delta_{\text{ЗВ}}$, мм
MIN	-0,28	-0,23
MAX	0,16	0,22
СКП	0,17	0,16

На рис. 3.7 показані значення різниць для прямого та зворотного ходу для діапазону віддалей від 6 до 16 м. З одержаних результатів можна зробити висновок, що СКП визначення коротких віддалей у діапазоні довжин 6-16 м при використанні сферичного відбивача становить 0,17 мм. Крім того, нами проведено дослідження впливу неперпендикулярності вимірювального лазера до відбивача. Для цього на підставку відбивача закріплювалась радіальна шкала (рис. 3.6). Для дослідження відбивач повертали від -40° до $+40^\circ$ з дискретністю 10° . На рис. 3.6 також показано поле зору тахеометра на відбивач повернутий на 10° . Аналізуючи графік на рис. 3.8, робимо висновок, що використання відбивача з трипельпризмою діаметром 12,5 мм виробництва фірми [65] вимагає забезпечення перпендикулярності до 5° . Така похибка неперпендикулярності не спотворюватиме просторові координати визначуваного пункту.



Рис. 3.6. Пояснення до дослідження похибки вимірювання віддалі на сферичний відбивач

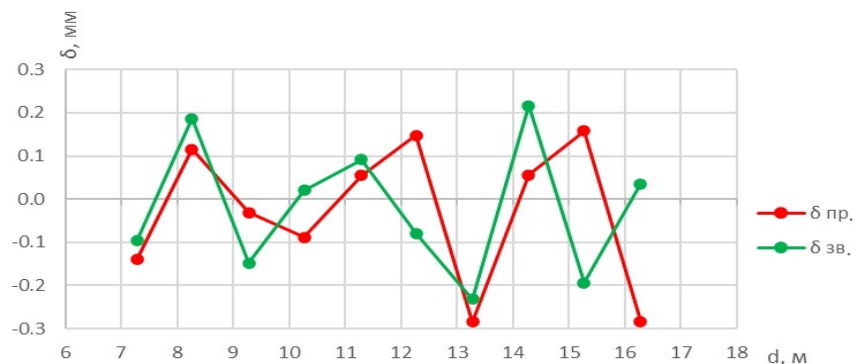


Рис. 3.7. Різниці віддалей, визначених ЕТ та інтерферометром

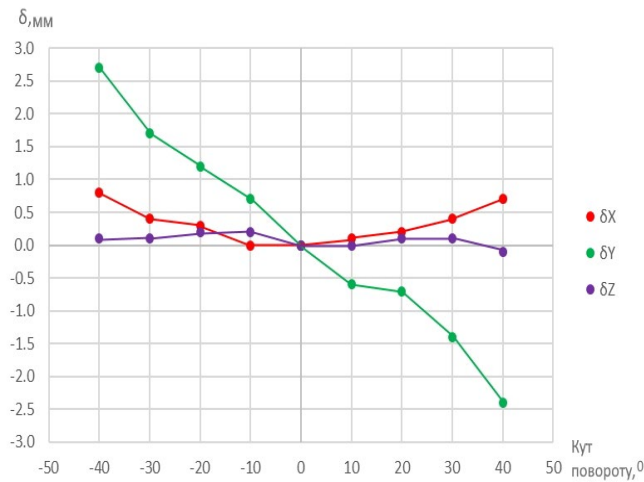


Рис. 3.8. Вплив неперпендикулярності вимірювального лазера на координати визначуваної точки

Оскільки для вирішення більшості інженерних задач виробництва сучасні технології використовують просторові координати визначуваних точок, то розрахуємо вплив похибок вимірювання кутів та віддалей на координати. Зв'язок цих величин встановлює рівняння

$$\begin{aligned} X_0 &= S \cdot \cos_v \cdot \cos_\beta \\ Y_0 &= S \cdot \cos_v \cdot \sin_\beta \\ Z_0 &= S \cdot \sin_v \end{aligned} \quad (3.8)$$

де: X_0, Y_0, Z_0 - координати головної точки тахеометра; S, v, β – виміряна віддаль, вертикальний та горизонтальний кути. Вісь «X» в такій системі направлена вздовж візирної осі ET, Вісь «Y» – перпендикулярно до неї в горизонтальній площині, Вісь «Z» – перпендикулярно до площини XYO, вздовж прямовисної осі ET. Формули (3.10) є узагальненими для переходу від полярної системи координат до просторової декартової. Диференціюванням (3.10) отримаємо формулу для обчислення СКП координат за виміряними величинами ET. Підставимо у формулу (3.11) значення номінальних СКП-вимірювання віддалі та кутів ET Leica TCR1201 R300 з таблиці 1.5. Априорні похибки визначення координат подамо у таблиці 3.9. Оскільки кутові калібрувальні елементи ET зазнають значних змін у часі (див. табл. 3.1), то визначимо їх середнє та

обчислимо максимальні відхилення від середнього. Використовуючи ці дані та формули (3.1- 3.5), обчислимо апріорні похибки визначення координат ЕТ та подамо їх у таблиця 3.10.

$$\begin{pmatrix} M_x \\ M_y \\ M_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sqrt{(\cos_v \cdot \cos_\beta)^2 \cdot m_s^2 + (S \cdot \sin_v \cdot \cos_\beta)^2 \cdot \left(\frac{m_v}{\rho}\right)^2 + (S \cdot \cos_v \cdot \sin_\beta)^2 \cdot \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2} \\ \sqrt{(\cos_v \cdot \sin_\beta)^2 \cdot m_s^2 + (S \cdot \sin_v \cdot \sin_\beta)^2 \cdot \left(\frac{m_v}{\rho}\right)^2 + (S \cdot \cos_v \cdot \cos_\beta)^2 \cdot \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2} \\ \sqrt{(\sin_v^2 \cdot m_s^2 + (S \cdot \cos_v)^2 \cdot \left(\frac{m_v}{\rho}\right)^2} \end{pmatrix} \quad (3.9)$$

Таблиця 3.9

Апріорні похибки визначення координат ЕТ за номінальними СКП

S, м	v , "	β , "	m_x , мм	m_y , мм	m_z , мм	M, мм
10	0	0	1,0	0,0	0,0	1,0
100	0	0	1,0	0,0	0,5	1,1
10	30	30	0,8	0,4	0,5	1,0
100	30	30	0,8	0,4	0,7	1,1

Таблиця 3.10

Апріорні похибки визначення координат ЕТ за номінальними СКП та неправильно визначеними кутовими калібрувальними елементами

S, м	v , "	β , "	m_x , мм	m_y , мм	m_z , мм	M, мм
10	0	0	1,0	0,0	0,2	1,0
100	0	0	1,0	0,0	2,4	2,6
10	30	30	0,8	0,4	0,5	1,0
100	30	30	1,5	0,8	2,6	3,1

За даними таблиці 3.10 робимо висновок про важливість правильного визначення кутових калібрувальних елементів ЕТ, а також про систематичний вплив похибок вимірювання віддалі. Тому розглянемо лінійно-кутовий спосіб для визначення віддалей за допомогою ЕТ.

3.3. Методика підвищення точності визначення віддалей лінійно-кутовим способом ЕТ

Вимірювання невеликих відрізків з високою точністю вимагає спеціальних приладів. Ми пропонуємо апробований лінійно-кутовий спосіб, який дозволяє апріорно підібрати прилад необхідної точності, наприклад, ЕТ для отримання відповідної точності шуканих відрізків. Виконаємо розрахунок точності знаходження довжин невеликих відрізків залежно від довжин вимірюваних ліній, за якими ці відрізки обчислюють та точність вимірювання віддалей та кута між ними .

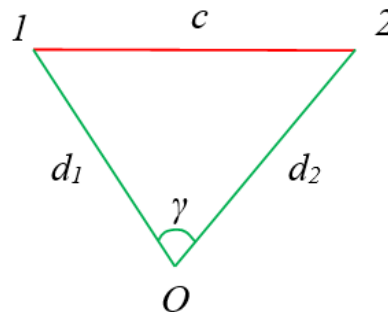


Рис. 3.9. Схема визначення довжини відрізка пропонованим лінійно-кутовим способом

Обчислимо оптимальні довжини d_1 та d_2 та кут γ для отримання мінімальної середньої квадратичної похибки визначення довжини відрізка c (рис. 3.9). Отже довжину відрізка методом лінійно-кутових вимірювань можна визначити за теоремою косинусів:

$$c(d_1, d_2, \gamma) = \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2 \cos \gamma}. \quad (3.10)$$

Знайдемо середню квадратичну похибку визначення відрізка в залежності від похибок віддалей d_1 , d_2 , поміряних до кінців відрізка, c та кута між ними γ . Диференціюванням за кожним елементом (3.10) визначимо середню квадратичну похибку:

$$m_c^2 = \sqrt{\frac{(d_2 - d_1 \cos \gamma)^2}{2(d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2 \cos \gamma)} m_{d_1}^2 + \frac{(d_1 - d_2 \cos \gamma)^2}{2(d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2 \cos \gamma)} m_{d_2}^2 + \frac{(d_1d_2 \sin \gamma)^2}{(d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2 \cos \gamma)} m_\gamma^2}. \quad (3.11)$$

Проілюструємо формулу (3.11) для фіксованих значень m_{d_1} , m_{d_2} , m_γ для певної довжини відрізка. Із рис. 3.10 бачимо, що мінімум m_c досягається для $d_1=d_2$. Далі приймемо $d_1=d_2=l$, що суттєво спростить формули (3.10, 3.11)

$$c(l, \gamma) = \sqrt{l^2 + l^2 - 2l^2 \cos \gamma} = 2l \sin \frac{\gamma}{2}. \quad (3.12)$$

СКП визначення відрізка залежна від похибок віддалей $d_1 = d_2 = l$, вимірених до кінців відрізка c та кута між ними γ , буде:

$$m_c(l, \gamma) = \sqrt{4 \sin^2 \frac{\gamma}{2} m_l^2 + l^2 \cos^2 \frac{\gamma}{2} m_\gamma^2}, \quad (3.13)$$

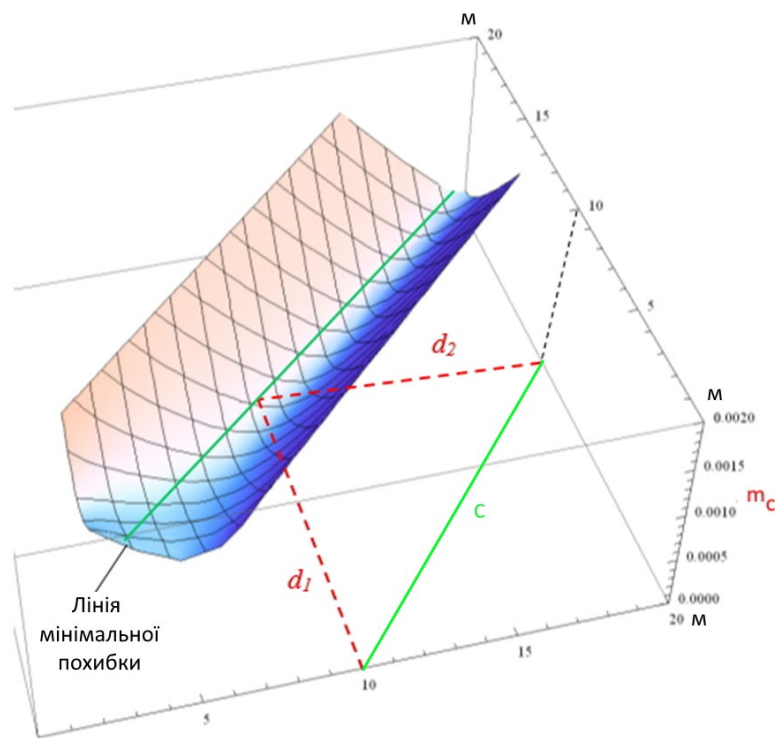


Рис. 3.10. Залежність СКП визначення відрізка $c = 5$ м від довжин сторін d_1 та d_2 ,

де $m_l = \frac{m_{(d_1, d_2)}}{\sqrt{2}}$, оскільки довжину l фактично вимірюватимемо двічі.

Для знаходження мінімуму (3.13) за умовою (3.12) можна побудувати функцію Лагранжа [25]:

$$F(l, \gamma, \lambda) = m_c(l, \gamma) + \lambda \left(\frac{c - 2l \sin \gamma}{2} \right). \quad (3.14)$$

Знайдемо екстремум (3.14) за всіма змінними

$$\begin{cases} \frac{\partial F(l, \gamma, \lambda)}{\partial l} = l \cos^2 \frac{\gamma}{2} m_\gamma^2 - \lambda \sin \frac{\gamma}{2} = 0 \\ \frac{\partial F(l, \gamma, \lambda)}{\partial \gamma} = \sin \frac{\gamma}{2} (4m_l^2 - l^2 m_\gamma^2) - \lambda l = 0 \\ \frac{\partial F(l, \gamma, \lambda)}{\partial \lambda} = \frac{c - 2l \sin \gamma}{2} = 0 \end{cases} . \quad (3.15)$$

Звідси

$$l = \sqrt{\frac{c \cdot m_{d_1/d_2}}{m_\gamma \sqrt{2}}} \rho'' . \quad (3.16)$$

За формулою (3.16) можна скласти таблицю та графіки, з яких можна визначити оптимальне значення довжини сторони l залежно від метрологічних характеристик обладнання та довжини визначуваного відрізка.

Для визначень довжини відрізка з найменшою СКП довжини сторін d_1 та d_2 мають бути однакові. Для досягнення оптимальної точності під час вимірювання певних довжин c потрібно виконувати вимірювання з довжиною плеча l згідно з формулою (3.16). Ми виконали дослідження на базисі II розряду (рис. 3.11), яке описано у роботі [35].

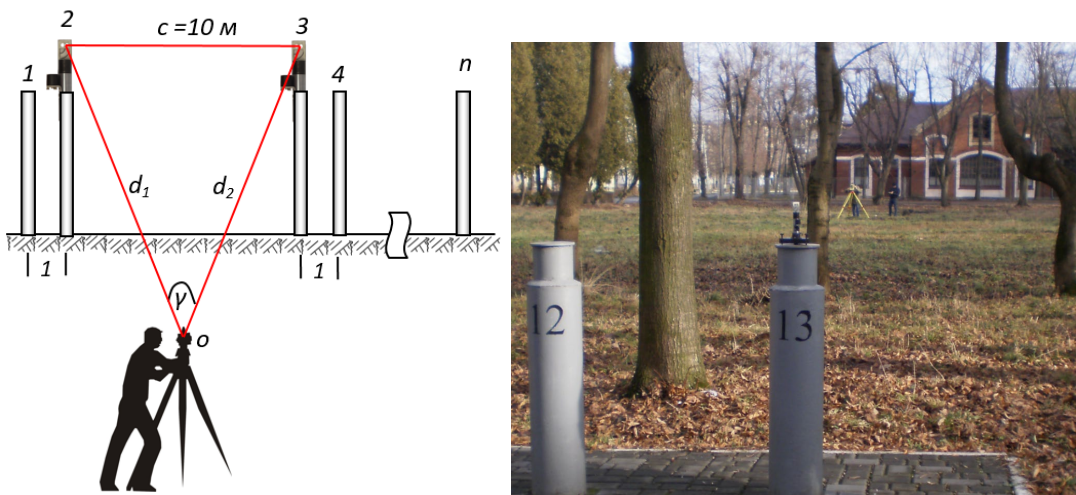


Рис. 3.11. Перевірка точності визначення віддалей лінійно-кутовим способом на базисі II розряду

Для підвищення точності вимірювання віддалей пропонуваним способом ми розробили пристрій для лінійно-кутових вимірювань (рис. 3.12) [36]. Пристрій складається з: 1 – марка для лінійно-кутових вимірювань, 2 – стрижень, 3 – підймальні гвинти, 4 – підставка, 5 – кулясте закінчення стрижня, яке установлюють в отвір знака, 6 – сферичний рівень, 7 – виправні гвинти рівня. Прилад показаний на геодезичному центрі 9 з отвором – 8.

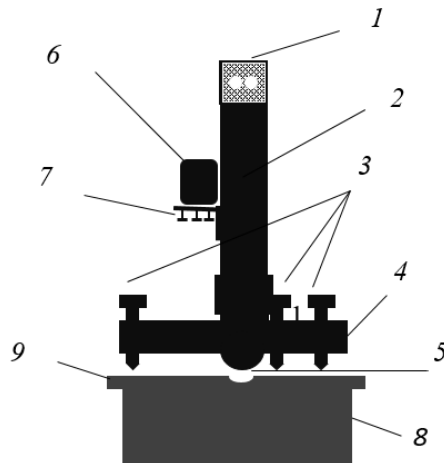


Рис. 3.12. Пристрій для лінійно-кутових вимірювань

Оскільки ідеально забезпечити рівність плечей d_1 та d_2 важко, розглянемо, як впливатиме нерівність плечей на точність визначення інтервалу. За прийнятої умови однакової точності вимірювання обох віддалей $m_d = m_{d_1} = m_{d_2}$, але різних величин плечей d_1 та d_2 формула (3.11) спроститься

$$m_c(d_1, d_2, \gamma) = \sqrt{\frac{[(d_1^2 + d_2^2 - 4d_1d_2 \cos(\gamma))m_d^2 + (d_1^2 + d_2^2)\cos^2(\gamma)m_d^2 + d_1^2d_2^2\sin^2(\gamma)m_\gamma^2]}{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1d_2 \cos(\gamma)}}. \quad (3.17)$$

Визначимо мінімальну похибку вимірювання інтервалу c за різних довжин d_1 та d_2 , задавшись похибками вимірювань $m_d = 1 \text{ мм}$ та $m_\gamma = 0,5''$. Для цього побудуємо функцію, мінімум якої будемо показувати залежно від d та різниці $|d_1 - d_2|$.

$$p(d_1, d_1 + |d_1 - d_2|) = m_c \left(d_1, d_1 + |d_1 - d_2|, \arccos \left(\frac{d_1^2 + (d_1 + |d_1 - d_2|)^2 - c^2}{2d_1(d_1 + |d_1 - d_2|)} \right) \right). \quad (3.18)$$

Побудуємо графік функції $k(|d_1 - d_2|) = \min p(d_1, d_1 + |d_1 - d_2|)$. Для $c=1$ та $c=10$ м, похибка у визначенні відрізка залежно від обчисленої за (3.16) віддалі l та різниці $|d_1 - d_2|$ показана на рис. 3.13.

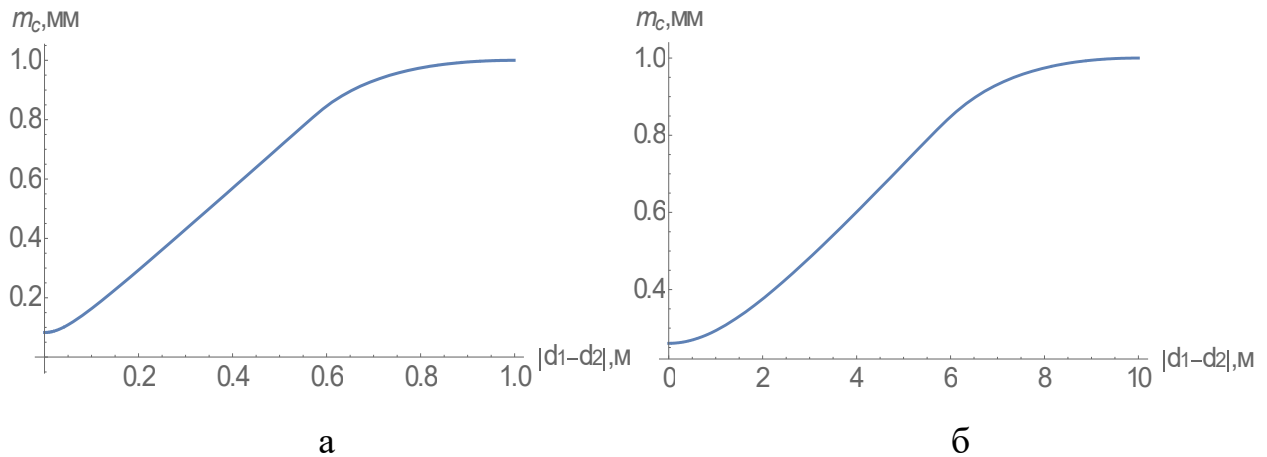


Рис. 3.13. Вплив нерівності плечей на точність визначення метрового - (а) та десятиметрового - (б) інтервалу базиса

За результатами досліджень визначено СКП виміру метрового інтервалу із трьох прийомів дорівнює 0,03 мм, а СКП виміру десятиметрового інтервалу із трьох прийомів дорівнює 0,2 мм [35]. Така точність майже на один порядок є вищою від точності виміру віддалі з технічними характеристиками використаного електронного тахеометра. Таке підвищення точності можливе, тому що у різницях вилучається значна кількість систематичних інструментальних похибок та похибки зовнішніх умов.

3.4. Розробка оптимальної візирної цілі та кулькового відбивача

Сучасними електронними тахеометрами можна вимірювати віддалі та кути до довільної поверхні за допомогою лазера. Детальне дослідження вимірювання електронними тахеометрами у безрефлекторному режимі виконано у роботах [57, 30]. Оскільки довільна поверхня неоднорідна, то для точних визначень параметрів інженерних споруд таких вимірювань рекомендують уникати.

Для введення координат точки стояння електронного тахеометра у систему координат інженерної споруди чи великогабаритної деталі будівельної

конструкції необхідно виконати візування та вимірювання мінімум на два пункти з відомими координатами, також зручно координати вихідних пунктів передати на світловідбивні марки. Для підвищення точності вимірювань на світловідбивні марки необхідно забезпечити максимум повернення лазерного випромінення, необхідний розмір візирної цілі для певної віддалі, оптимальність візування при різних кутах нахилу, перпендикулярність падіння лазерного променя. У роботі [32] детально досліджено та рекомендовано вибір матеріалу для виготовлення плівкових відбивачів. У роботі [58] автори пропонують спеціальний рисунок на плівкових відбивачах для спостереження під різним кутом падіння вимірювального променя. Вимірювання на плівкові відбивачі є вищої точності за безрефлекторні вимірювання. Тому ми вибрали матеріал із мінітрипельпризмами Oralite 6710 [82].

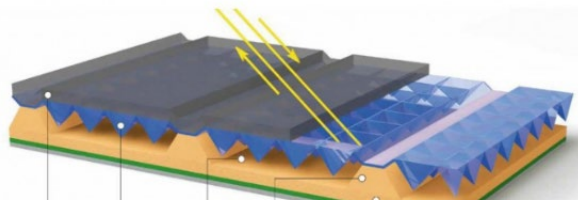


Рис. 3.14. Світловідбивна плівка Oralite 6710

Стосовно кута розсіювання лазерного променя – χ . Діаметр перетину пучка d лазера на віддалі D можна обчислити за формулою [29]:

$$d = \frac{\chi}{\rho''} D, \quad (3.19)$$

де кут χ – важлива величина, але в інструкції користувача до електронних тахеометрів його значення не наведено. Отже, з (3.19) визначаємо $d = 10$ мм для віддалі $D = 50$ м та обчислюємо $\chi = 40''$. Підставивши в (3.19) $D = 100$ та 200 м, отримаємо відповідно $d = 19$ та 40 мм. Віддаль у 200 м вважається граничною для високоточних інженерних вимірювань.

Враховуючи проблему забезпечення перпендикулярності площини марки до вимірювального променя, перехрестя її центру краще замінити точкою певного діаметра. Розглянемо нашу аргументацію більш детально. Для цього

використаємо формулу розрізнявальної здатності Релея (критерій Релея). Вказана формула стосується однаковою мірою всіх приладів, оскільки зумовлюється розрізнявальною здатністю ока. Дві точки ми бачимо нарізно, якщо вони сприймаються різними світлочутливими клітинами на сітківці ока, а це відбувається, коли центр дифракційного диска однієї збігається з мінімумом на дифракційній картині другої. Іншими словами, умовою або межею роздільної здатності (можливості бачити нарізно) стала кутова півширина першого мінімуму дифракції від щілини. Розрізняють лінійну розрізнявальну здатність – мінімальну віддаль між двома окремими точковими об'єктами, при яких вони сприймаються як окремі, а не зливаються; та кутову – мінімальний кут між точковими об'єктами, коли вони ще сприймаються як окремі. Розрізнявальна здатність оптичних приладів обмежена як фундаментальними фізичними законами (наприклад, дифракцією світла), так і недосконалістю приладу. Так, згідно з [45] умову оптичної розрізнявальної здатності записують у вигляді:

$$\frac{d}{D} = 1,22 \frac{\lambda}{a}, \quad (3.20)$$

де $\lambda = 570$ нм – середня довжина хвилі оптичного діапазону, $a = 2$ мм – середній діаметр зіниці ока людини, d – віддаль між двома точками, на якій їх спостерігають як окремі, D – віддаль від спостерігача до візирної цілі. Ввівши у (3.20) значення ρ – кількість секунд у радіані та ν – збільшення зорової труби, отримаємо формули для визначення граничної розрізнявальної здатності під час візування оком та зоровою трубою:

$$\frac{d}{D} = 1,22 \frac{\lambda \cdot \rho}{a}, \quad (3.21)$$

$$\frac{d}{D} = 1,22 \frac{\lambda \cdot \rho}{a \cdot \nu}. \quad (3.22)$$

Підставимо значення у наведені формули, привівши їх до одних одиниць, наприклад, метрів:

$$\left(\frac{d}{D}\right)_{\text{Око}} = 1,22 \frac{0,00000057 \cdot 206265}{0,002} = 71,71,$$

$$\left(\frac{d}{D}\right)_{\text{Зорова труба}} = 1,22 \frac{0,00000057 \cdot 206265}{0,002 \cdot 30} = 2,4.$$

Розрахуємо граничну розрізнявальну здатність d для різних віддалей D . Отримані результати наведемо у табл. 3.11. Ці розрахунки підтверджуються результатами перевірки гостроти зору Головіним-Сівцевим [61], де 100% вважається зір, якщо людина з 5 м може розрізнити рядок віддалі між елементами якого є 3 мм.

Таблиця 3.11

Гранична лінійна роздільна здатність на різних віддальх

D, м	5	10	20	30	40	50
d, мм око	1,7	3,5	7	10,5	14	17,5
d, мм З.Т.	0,06	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6

На рис. 3.15 графічно наведені значення з табл. 3.11 для зорової труби із 30-кратним збільшенням.



Рис. 3.15. Гранична лінійна роздільна здатність на різних віддальх для зорової труби із збільшенням 30*

Виходячи із теоретичних розрахунків, ми запропонували оптимальне зображення геодезичної марки для візування на різних віддальх (рис.3.16).

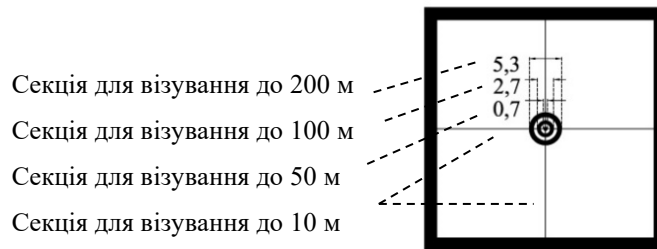


Рис. 3.16. Оптимальний рисунок для точного візування на різних віддальах

Для забезпечення високої точності вимірювань та компенсації похибки неперпендикулярності рекомендується обмірні геодезичні роботи розпочинати з планування у тривимірному просторі. Для реалізації цієї мети розроблено тривимірний тримач (рис. 3.17).

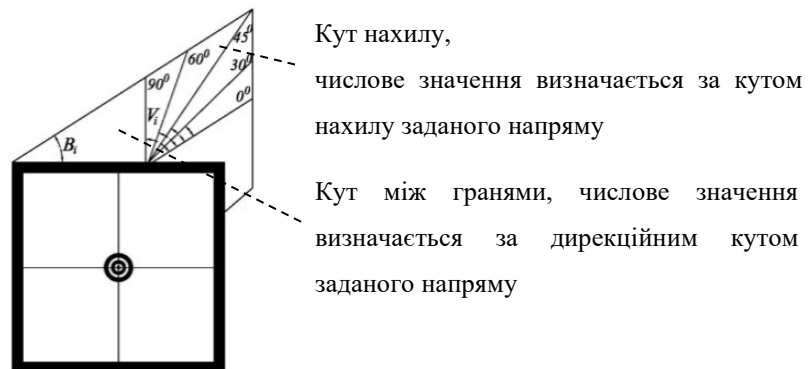


Рис. 3.17. Розроблений 3D-тримач

Виведемо формули для визначення кута β між гранями 3D-марки та кута нахилу марки – v . Вихідними даними для їхніх обчислень є координати, які отримані з проекту та рекогностування інженерного об'єкту. Скористаємось рис. 3.18

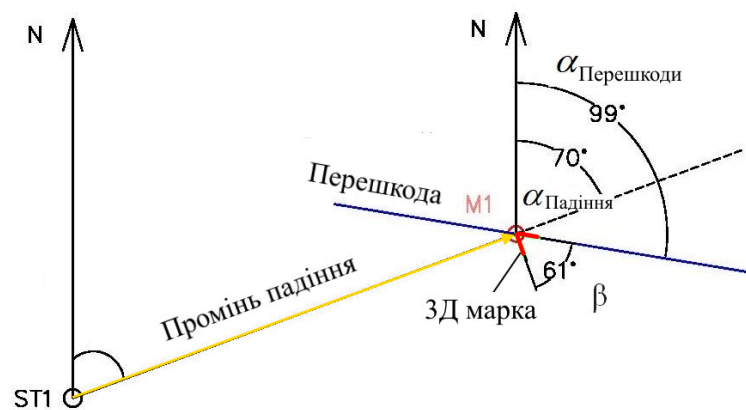


Рис. 3.18. До розрахунку кута між гранями 3D-тримача

$$\beta = \alpha_{\text{Падіння}} + 180^{\circ} - \alpha_{\text{Перешкоди}} - 90^{\circ}, \quad (3.23)$$

$$\nu = \arctan \frac{h}{d}, \quad (3.24)$$

де h – перевищення ЕТ над 3D-маркою,

d – горизонтальне прокладення віддалі до 3D-марки.

Дану методику планування було апробовано та описано у роботі [12] під час геодезичного супроводу сканування пам'ятника Митрополита Шептицького у м Львові.

Найвищу точність вимірювань електронними тахеометрами виконують на спеціальні відбивачі, в яких використовують трипельпризми. Такі відбивачі виробляють фірми-виробники електронних тахеометрів. Німецькі виробники [85, 88] для забезпечення вимірювань параметрів інженерних споруд пропонують відбивачі у спеціальних сферичних оправках, також розробляють додаткове обладнання для їх встановлення. Проблемою залишається оптимізація розміщення трипельпризми в оправі для мінімізації похибок визначення їх центрів при розвороті відносно вимірювального променя. Проведемо детальніше дослідження щодо оптимізації сферичного відбивача. На рис. 3.19 подано дослідження німецьких вчених [86] щодо впливу неперпендикулярності вимірювального лазера на координати визначуваної точки.

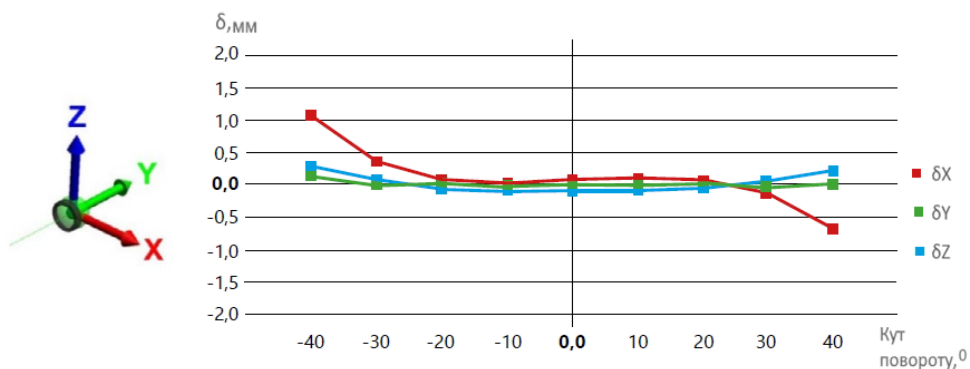


Рис. 3.19. Вплив неперпендикулярності вимірювального лазера на координати визначуваної точки [86]

Порівнюючи рис. 3.8 та 3.22 робимо висновок про можливість виключення похибки неперпендикулярності у розробленому сферичному відбивачі. З геометричних міркувань вплив неперпендикулярності можна виключити суміщенням центрів трипельпризми та сферичної оправы. Оскільки трипельпризми виготовляють із скла К8 із коефіцієнтом заломлення $n = 1,518$, то згідно з [61] запишемо формулу визначення віддалі від передньої площини трипельпризми до оптичного центру:

$$\Delta = \frac{H}{n}, \quad (3.25)$$

де H – висота трипельпризми є технічною характеристикою при виготовленні,
 n – коефіцієнтом заломлення, залежить від виду скла.

Розроблений нами сферичний відбивач (рис. 3.20). складається з таких елементів: 1 – сфера необхідного діаметра залежна від діаметра трипельпризми, 2 – пружинна пластина, 3 – трипельпризма, 4 – прижимна шайба, 5 – закріпна шайба, 6 – центр сфери, 7 – оптичний центр трипельпризми.

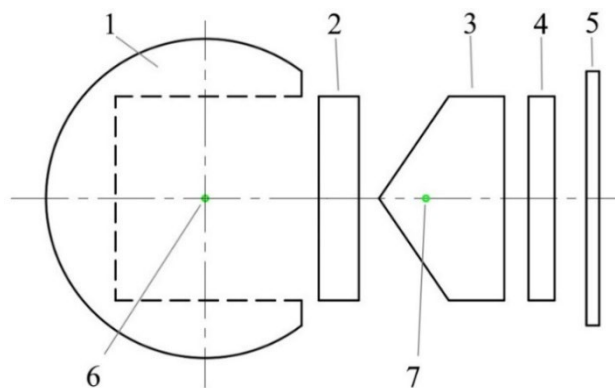


Рис. 3.20. Розроблений нами сферичний відбивач

Така конструкція дає можливість сумістити цент сфери та центр трипельпризми з точністю 0,1 мм, що забезпечить при вимірюванні незмінність координат центра трипельпризми навіть при розвороті сфери на кут 30° . Ми виготовили сферичний відбивач, виходячи з розмірів трипельпризми діаметром 25,4 мм та висотою 19 мм. Діаметер сфери = 42 мм з отвором глибиною 30 мм

та діаметром 25,5 мм, пружна пластина розміром 4 на 25 мм, прижимна шайба розміром 1,5 мм на 25 мм та закріпна шайба розміром 1 мм на 30 мм. Перевірка (рис 3.21) підтвердила стабільність просторового положення центра трипельпризми при повороті сфери. Виміряна віддаль на сферичний відбивач у положенні а та б була у межах 0,2 мм. Згідно з [53] визначено абсолютну поправку сферичного відбивача, яка дорівнює «-17,5 мм».

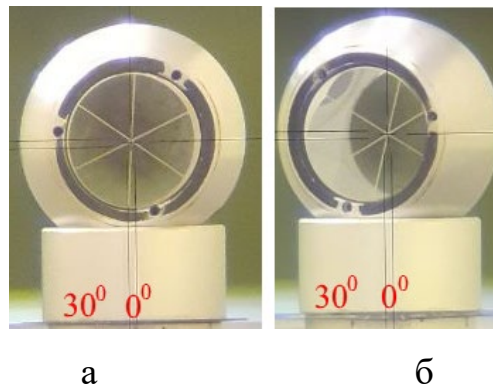


Рис. 3.21. Перевірка центрування трипельпризми у розробленому нами сферичному відбивачі

3.5. Розробка двопризмового давача-вектора для визначення параметрів інженерних споруд довільної форми

Для визначення розмірів споруд неправильної форми виникає необхідність у розробці давача, який можна довільно встановлювати та визначати координати вістря. Нами досліджено та розроблено двопризмовий давач-вектор. У статті [90] окреслено необхідність та можливість використання такого пристрою. Нижче описано його переваги та досліджено точність.

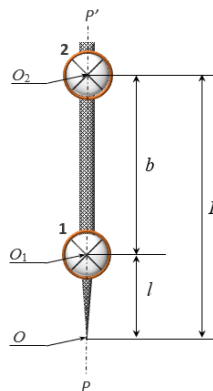


Рис. 3.22. Основні елементи двопризмового давача-вектора

PP' – головна вісь базиса;

1, 2 – трипельпризми;

O – полюс базису;

O_1, O_2 – оптичні центри трипельпризм 1 та 2 відповідно;

L – полярна відстань точки O_2 (відстань між полюсом базису O та оптичним центром відбивача 2);

l – полярна відстань точки O_1 (відстань між полюсом базису O та оптичним центром відбивача 1);

b – базис (відстань між оптичними центрами відбивачів 1 (точка O_1) і 2 (точка O_2));

$r = b/L$ – відношення базису до полярної відстані точки O_2 ;

$k = l/L$ – відношення полярної відстані точки O_1 до полярної відстані точки O_2 ;

$q = l/b$ – відношення полярної відстані точки O_1 до довжини базису.

3.5.1. Головна геометрична умова двопризмового давача-вектора

Полюс базису O , оптичні центри відбивачів O_1 та O_2 повинні належати до осі PP' . Виконання головної геометричної умови відповідає математичному співвідношенню:

$$L = l + b. \quad (3.26)$$

Математичні співвідношення для обчислення координати точки полюса за відомими координатами оптичних центрів відбивачів позначимо через

x_1, y_1, z_1 – відомі координати точки оптичного центра O_1 ;

x_2, y_2, z_2 – відомі координати точки оптичного центра O_2 ;

x_0, y_0, z_0 – невідомі координати полюса O .

Адаптуємо рівняння прямої лінії в просторі для умов нашої задачі, тоді отримаємо

$$\frac{x_1 - x_0}{x_2 - x_0} = \frac{y_1 - y_0}{y_2 - y_0} = \frac{z_1 - z_0}{z_2 - z_0} = \frac{l}{L} = k, \quad (3.27)$$

або

$$\frac{x_2 - x_2}{x_2 - x_0} = \frac{y_2 - y_1}{y_2 - y_0} = \frac{z_2 - z_1}{z_2 - z_0} = \frac{b}{L} = r, \quad (3.28)$$

або

$$\frac{x_1 - x_0}{x_2 - x_1} = \frac{y_1 - y_0}{y_2 - y_1} = \frac{z_1 - z_0}{z_2 - z_1} = \frac{l}{b} = q. \quad (3.29)$$

Запишемо вирази для обчислення координати точки полюса з останнього рівняння

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= x_1 - q(x_2 - x_1) \\ y_0 &= y_1 - q(y_2 - y_1) \\ z_0 &= z_1 - q(z_2 - z_1) \end{aligned} \right\} \rightarrow \left. \begin{aligned} x_0 &= (1 + q)x_1 - qx_2 \\ y_0 &= (1 + q)y_1 - qy_2 \\ z_0 &= (1 + q)z_1 - qz_2 \end{aligned} \right\}. \quad (3.30)$$

Або в такому вигляді

$$\begin{aligned} x_0 &= p_1 x_1 - p_2 x_2 \\ y_0 &= p_1 y_1 - p_2 y_2, \\ z_0 &= p_1 z_1 - p_2 z_2 \end{aligned} \quad (3.31)$$

де p_1, p_2 – певні вагові коефіцієнти, величини яких можна обчислити, знаючи значення співвідношень лінійних елементів базису l, b, L . У табл. 3.12 наведемо вирази для обчислення вагових коефіцієнтів залежно від безрозмірних характеристик базису.

Таблиця 3.12

Обчислення коефіцієнтів залежно від безрозмірних характеристик базису

Вага / безрозмірна характеристика базису	$k = \frac{l}{L}$	$r = \frac{b}{L}$	$q = \frac{l}{b}$
p_1	$1/(1 - k)$	$1/r$	$1 + q$
p_2	$k/(1 - k)$	$(1 - r)/r$	q
$p_1 - p_2$	1	1	1

Аналізуючи результати, наведені в таблиці, можна зауважити одну особливість вагових коефіцієнтів: їх різниця $p_1 - p_2$ завжди дорівнює одиниці.

Отже, рівняння (3.31) можуть слугувати робочими для обчислень координат точок полюса. Для обчислення вагових коефіцієнтів в (3.31) рекомендуємо використовувати співвідношення, наведені в останньому стовбці табл. 3.12.

3.5.2. Точність визначення координат точки полюса залежно від точності визначення лінійних елементів базиса

Вважатимемо, що головна геометрична умова вимірювального базиса виконується (точка полюса та оптичні центри трипелльпризм лежать на одній прямій). Дослідимо, як впливає точність визначення лінійних елементів базиса на точність визначення координат полюсу. Для цього зробимо таку заміну у рівнянні (3.30) $q = l/b$, тоді отримаємо

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= x_1 - \frac{l}{b}(x_2 - x_1) \\ y_0 &= y_1 - \frac{l}{b}(y_2 - y_1) \\ z_0 &= z_1 - \frac{l}{b}(z_2 - z_1) \end{aligned} \right\}. \quad (3.32)$$

Вважатимемо також, що координати оптичних центрів x_1, y_1, z_1 та x_2, y_2, z_2 визначені безпомилково. Нехай $m_{x_0}, m_{y_0}, m_{z_0}$ – середні квадратичні похибки визначення координат полюса x_0, y_0, z_0 відповідно; m_l, m_b – середні квадратичні похибки лінійних елементів вимірювального базиса l та b .

Застосуємо правило обчислення середньої квадратичної похибки функції виміряних величин до рівняння (3.32)

$$\left. \begin{aligned} m_{x_0}^2 &= \left(\frac{\partial x_0}{\partial l} \right)^2 m_l^2 + \left(\frac{\partial x_0}{\partial b} \right)^2 m_b^2 \\ m_{y_0}^2 &= \left(\frac{\partial y_0}{\partial l} \right)^2 m_l^2 + \left(\frac{\partial y_0}{\partial b} \right)^2 m_b^2 \\ m_{z_0}^2 &= \left(\frac{\partial z_0}{\partial l} \right)^2 m_l^2 + \left(\frac{\partial z_0}{\partial b} \right)^2 m_b^2 \end{aligned} \right\}. \quad (3.33)$$

Обчисливши значення часткових похідних у (3.33) та вважаючи, що середні квадратичні похибки визначення лінійних величин є однаковими $m_l = m_b = m_{lin}$, запишемо остаточні рівняння

$$\left. \begin{aligned} m_{x_0}^2 &= (x_2 - x_1)^2 \left(\frac{l^2 + b^2}{b^4} \right) m_{lin}^2 \\ m_{y_0}^2 &= (y_2 - y_1)^2 \left(\frac{l^2 + b^2}{b^4} \right) m_{lin}^2 \\ m_{z_0}^2 &= (z_2 - z_1)^2 \left(\frac{l^2 + b^2}{b^4} \right) m_{lin}^2 \end{aligned} \right\} . \quad (3.34)$$

Додамо усі рівняння в (3.34) беручи до уваги, що квадрат середньої квадратичної похибки просторового розташування точки полюса $M_0^2 = mx_0^2 + my_0^2 + mz_0^2$, тоді отримаємо

$$M_0^2 = ((x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2) \left(\frac{l^2 + b^2}{b^4} \right) m_{lin}^2. \quad (3.35)$$

Зважаючи на те, що $(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2 = b^2$, запишемо остаточну залежність середньої квадратичної похибки визначення просторових координат полюса від точності визначення лінійних елементів базиса

$$M_0^2 = \sqrt{1 + q^2} m_{lin}^2, \quad (3.36)$$

де $q = l/b$.

Як бачимо, в цьому випадку точність визначення просторового розташування не залежить від довжини базиса, а залежить виключно від точності виміру його лінійних елементів та їх відношення. При цьому $\sqrt{1 + q^2}$ слугує масштабним множником лінійної похибки. Чим менше q , то менший вплив точності лінійних вимірів на точність визначення просторового розташування точки полюса.

3.5.3. Точність визначення координат точки полюса залежно від точності визначення координат оптичних центрів відбивачів

Як і в попередньому випадку, вважатимемо, що головна геометрична умова вимірювального базиса виконується (точка полюса та оптичні центри відбивачів лежать на одній лінії), а безрозмірний коефіцієнт $q = l/b$ визначений безпомилково. Нехай m_{x1}, m_{y1}, m_{z1} – середні квадратичні похибки визначення координат x_1, y_1, z_1 оптичного центра першого відбивача, а m_{x2}, m_{y2}, m_{z2} – середні квадратичні похибки визначення координат x_2, y_2, z_2 – оптичного центра другого відбивача відповідно. Застосуємо знову правило визначення середньої квадратичної похибки функції вимірюваних величин до рівняння (3.30). Запишемо результат без проміжних викладок

$$\left. \begin{aligned} m_{x_0}^2 &= (1-q)^2 m_{x_1}^2 + q^2 m_{x_2}^2 \\ m_{y_0}^2 &= (1-q)^2 m_{y_1}^2 + q^2 m_{y_2}^2 \\ m_{z_0}^2 &= (1-q)^2 m_{z_1}^2 + q^2 m_{z_2}^2 \end{aligned} \right\} \quad (3.37)$$

Як і в попередньому випадку, позначимо $M_0^2 = mx_0^2 + my_0^2 + mz_0^2$ і додамо усі рівняння в (3.37), тоді отримаємо

$$M_0^2 = (1+q)^2 (mx_1^2 + my_1^2 + mz_1^2) + q^2 (mx_2^2 + my_2^2 + mz_2^2) \quad (3.38)$$

Очевидно, що $mx_1^2 + my_1^2 + mz_1^2 = M_1^2$, $mx_2^2 + my_2^2 + mz_2^2 = M_2^2$ – квадрати середніх квадратичних похибок просторового розташування оптичних центрів відбивачів 1 і 2 відповідно, тоді

$$M_0^2 = (1+q)^2 M_1^2 + q^2 M_2^2. \quad (3.39)$$

Вважатимемо, що точність визначення координат оптичних центрів відбивачів є однаковою, тобто $M_1^2 + M_2^2 = M_p^2$ і запишемо остаточний вираз у вигляді:

$$M_0^2 = \sqrt{(1+q)^2 + q^2} M_p. \quad (3.40)$$

3.5.4. Вплив зміни температури на точність визначення координат полюса давача-вектора

Доведемо, що температурне розширення/стиснення основи давача-вектора не вплине на точність визначення координат. Для цього запишемо температурні рівняння зміни довжини лінійних елементів базиса

$$\begin{aligned} L &= L_0(1 + \tau(t - t_0)), \\ l &= l_0(1 + \tau(t - t_0)). \end{aligned} \quad (3.41)$$

Оскільки $b = L - l$, то

$$L_0(1 + \tau(t - t_0)) - l_0(1 + \tau(t - t_0)) = b_0(1 + \tau(t - t_0)), \quad (3.42)$$

де τ – коефіцієнт теплового розширення матеріалу, з якого виготовлено базис; L_0, l_0, b_0 – значення лінійних елементів базиса визначених за температури t_0 ; L, l, b – значення лінійних елементів базиса визначених за температури t .

В робочих формулах (3.30) використовується коефіцієнт $q = l/b$. Запишемо вираз для його обчислення з урахуванням температурної зміни довжини лінійних елементів базиса

$$q = \frac{l}{b} = \frac{l_0(1 + \tau(t - t_0))}{b_0(1 + \tau(t - t_0))} = \frac{l_0}{b_0}. \quad (3.43)$$

Як бачимо, зміна температури не впливає на значення безрозмірних елементів базиса. У робочих рівняннях (3.30) фігурують координати оптичних центрів 1 і 2 відбивачів і на практиці їх обчислюють за результатами вимірювань електронного тахеометра. Отже, якщо коефіцієнт q не залежить від зміни температури, а координати визначають незалежно, то тоді температурний розтяг/стиск не впливає на результати визначення координат точки полюса.

Розроблений нами давач-вектор показаний на (рис. 3.23а). Визначення лінійних елементів виконано на інтерферометрі переміщень (рис. 3.23а) шістьма прийомами. Дані вимірювань лінійних елементів базиса приведені у табл. 3.13. Підставивши значення $m_{lin}=0,01$ мм та $M_P=0,05$ мм у формули

(3.36, 3.40), можна зробити висновок, що апріорна максимальна похибка визначення просторового положення вістря не повинна перевищити 0,11 мм.

Наступним необхідно визначити абсолютну постійну поправку давача-вектора. Таке визначення виконано на лінійному базисі, який зафіксовано двома отворами довжиною 9,9734 м та визначений інварним компарованим дротом (Додаток 2). На одному кінці базиса встановлено електронний тахеометр, на іншому давач-вектор. У вертикальне положення давач-вектор встановлювали сферичним рівнем (рис. 3.23 б).

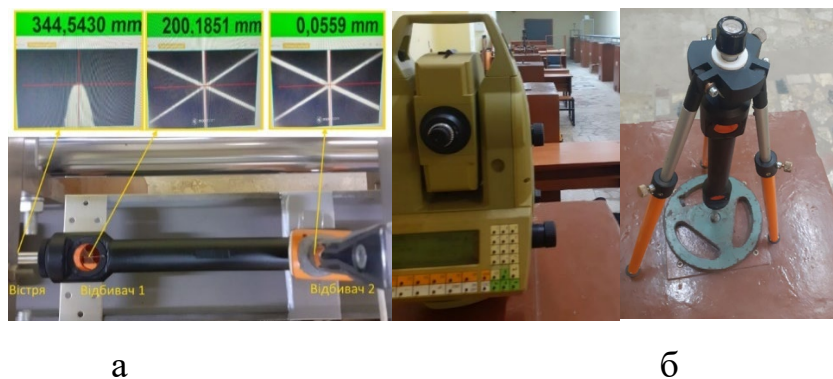


Рис. 3.23. Визначення лінійних елементів вектора та постійної поправки

Таблиця 3.13

Значення лінійних елементів давача-вектора

№ прийому	Вістря, мм	Відбивач 1, мм	Відбивач 2, мм
1	345,1275	200,6619	0,5557
2	345,1331	200,6839	0,5705
3	345,1440	200,6857	0,5712
4	345,1480	200,6670	0,5697
5	345,1530	200,6796	0,5565
6	345,1334	200,6818	0,5542
Середнє, мм	345,1398	200,6767	0,5630
СКП, мм	0,010	0,010	0,008
b, мм	200,11 ± 0,013		
l, мм	144,46 ± 0,014		

Вимірюванням віддалей на два відбивачі, ми визначили абсолютну постійну поправку для ЕТ, яка дорівнює «-17,2» мм (див. табл. 3.14). Для визначення постійної ЕТ виробництва фірми Leica-Geosystems до абсолютної поправки необхідно додати внутрішню постійну, яка дорівнює «+34,4» мм.

Тому для ET Leica-Geosystems постійна поправка, яку необхідно вписувати у прилад, дорівнює «+17,2» мм.

Таблиця 3.14

Визначення абсолютної постійної поправки двопризмового давача-вектора

№ прийому	Відбивач 1, мм	Відбивач 2, мм
1	9990,7	9990,0
2	9991,3	9991,3
3	9990,7	9989,9
Середнє	9990,9	9990,4
Середнє з двох	9990,6	
Еталонне значення	9973,4	
Постіна поправка	-17,2	

Під час дослідження точності визначення просторового положення вістря давача-вектора, ми використали лінійний базис. На одному кінці базиса встановили електронний тахеометр, а на іншому – давач-вектор. Давач-вектор не центрували, тобто він міг займати довільне положення у просторі. Було виконано шість вимірювань: два коли давач-вектор був приблизно у вертикальному положенні, а чотири інших – нахилені приблизно на 30° . Для фіксування давача-вектора використовували фотоштатив. Електронним тахеометром вимірювали віддалі та кути на два відбивачі при двох положеннях круга (рис. 3.24).

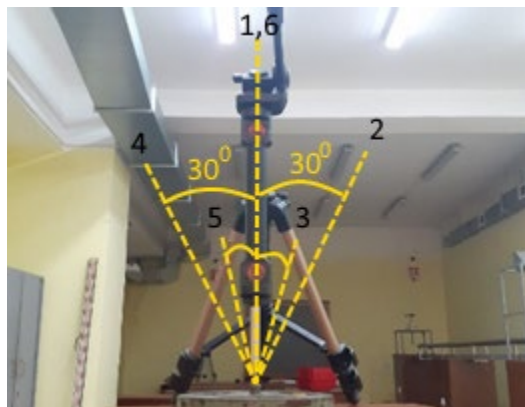


Рис. 3.24. Дослідження точності двопризмового давача-вектора

За формулами (3.32) визначались координати вістря. Результати визначення центра незалежно шість разів подано у табл. 3.15.

Таблиця 3.15

Координати контрольної точки на різних установках давача-вектора

Кут нахилу Координата	X, м	Y, м	Z, м
0 ⁰	989,9910	501,4731	99,2958
30 ⁰	989,9911	501,4727	99,2964
30 ⁰	989,9909	501,4729	99,2957
30 ⁰	989,9914	501,4734	99,2958
30 ⁰	989,9910	501,4733	99,2961
0 ⁰	989,9909	501,4735	99,2960
Розмах, мм	0,5	0,8	0,7
СКП, мм	0,2	0,3	0,3

Оскільки діаметр отвору, що фіксує центр пункту лінійного базису дорівнює близько 1 мм, то значення розмаху у вимірах (табл. 3.15) може бути пояснено цим фактом. Дослідимо точність визначення просторових координат давачем-вектором використанням кінцевої міри. У додатку 3 подано сертифікат повірки кінцевої міри, а у додатку 4 – сертифікат повірки цифрового термометра, що є невід’ємним приладом для високоточних вимірювань ЕТ. У трьох положеннях у просторі на віддальх 6, 10 та 18 м від ЕТ по черзі фіксували кінцеву міру. Фіксували вістря давача-вектора на початку та кінці кінцевої міри (рис. 3.25). Електронним тахеометром вимірювали віддаль та кути на призми давача при двох положеннях круга.



Рис. 3.25. Перевірка давача-вектора кінцевою мірою на різних установках

За формулами (3.32) визначали координати вістря. Порівняння еталонної віддалі кінцевої міри та визначеної давачем-вектором приведені у табл. 3.16

Таблиця 3.16

Порівняння контрольної віддалі, визначеної давачем-вектором

№ виміру	Віддаль, виміряна давачем-вектором, мм	Еталонне значення віддалі, мм	Різниця, мм
1 (6 м)	1000,27	1000,004	0,27
2 (10 м)	1000,50	1000,004	0,50
3 (18 м)	1000,21	1000,004	0,21
Середнє	0,32		

3.6. Методика побудови геодезичних мереж в умовах обмеженого простору.

Методика передбачає такі дії:

1. За формулою (3.22, 3.23) розраховують кути розгортки та нахилу 3D-тримачів.
2. Закріплюють 3D-тримачі із світловідбивними марками або тримачі з отвором для сферичних відбивачів, як описано у розділі 3.4.
3. За формулою (3.15) розраховують оптимальні віддалі для вимірювання у запроєктованій геодезичній мережі.
4. Встановлюють прилад на оптимальну віддаль та вимірюють віддалі та кути до центрів пунктів геодезичної мережі мінімум трьома прийомами.
5. За формулою косинусів розраховують горизонтальні прокладення сторін мережі, розраховують перевищення кожного пункту мережі та внутрішні кути мережі за формулою косинусів.
6. Відносно найдовшої сторони мережі розраховують прирости координат кожного пункту та розраховують просторові вектори мережі.
7. Врівноважують геодезичну мережу з використанням розробленої нами програми, додаток 1. Визначають координати та їхні похибки.

8. Визначають координати електронного тахеометра у геодезичній мережі методом оберненої лінійно-кутової засічки. За результатами досліджень [68] для цього достатньо навіть двох точок геодезичної основи і бажано прилад розмістити найближче до центра відрізка між двох точок.

9. Виконують вимірювання для контролю геометричних параметрів інженерних споруд з використанням сферичного відбивача та давача-вектора розробленого у розділі 3.5.

Апробація методики побудови геодезичних мереж в умовах обмеженого планування було виконано в лабораторії Інституту геодезії (рис. 3.26). Мережу закріплено чотирма настінними пунктами примусового центрування. Розраховано оптимальні віддалі встановлення електронного тахеометра та виконано вимірювання горизонтальних та вертикальних напрямів та розраховано шість векторів (додаток 3).

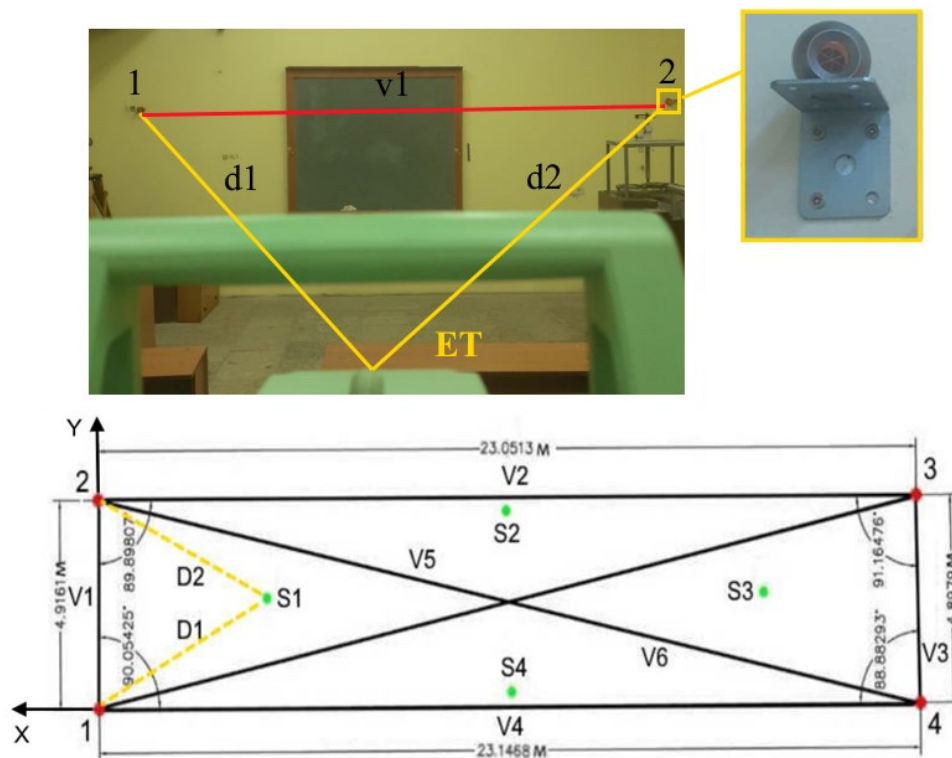


Рис. 3.26. Геодезична мережа визначена в умовах обмеженого простору

За кодом Mathcad (додаток 2) виконано врівноваження мережі та обчислено координати пунктів.

Таблиця 3.17

Координати пунктів мережі, виміряні та визначені пропонованою методикою

№	X, м	Y, м	Z, м	СКП X, мм	СКП Y, мм	СКП Z, мм
1	0	0	0	0	0	0
2	0	4,9166	-0,0214	0	0	0
3	-23,0512	4,8777	0,0486	0,6	0,6	0,6
4	-23,1433	-0,0186	0,0409	0,6	0,6	0,6

Також нами незалежно з двох точок виконано вимірювання у поданій мережі та врівноважено її як лінійно-кутову. Різниці координат пунктів 3 та 4 були такими: у напрямі «X» +0,3 та -0,7, у напрямі «Y» +2,7 та 3,4, у напрямі «Z» 0,3 та 0,4.

За даною методикою було закладено геодезичну мережу та визначено координати чотирьох пунктів на Запорізьській АЕС. Ці пункти використано як геодезичну основу для відновлення проектного положення стотора генератора ТВВ-1000 при його заміні. СКП відновленого положення не перевищило 0,5 мм, що регламентується нормами [54].

Висновки до розділу 3

1. Розроблено мобільну колімаційну установку, яка забезпечує правильність визначення калібрувальних елементів ЕТ. Таку установку можна застосувати при необхідності на будь-якому інженерному об'єкті.

2. Досліджено вплив похибки перефокусування на вимірювальні напрямки та встановлено мінімальну віддаль, для якої ця похибка не впливає на зміну калібрувальних елементів. Така віддаль для ЕТ виробництва Leica-Geosystems становить 8 м.

3. За допомогою інтерферометра переміщень досліджено інструментальні похибки ЕТ при вимірюванні коротких віддалей. СКП їх визначення у діапазоні довжин 6-16 м із використанням сферичного відбивача становить 0,17 мм.

4. Запропоновано конструкцію сферичного відбивача, яка виключає похибку неперпендикулярності лазерного проміння ЕТ, і забезпечує стабільність його центра з точністю 0,2 мм.

5. Запропоновано та досліджено методику визначення довжини відрізка лінійно-кутовим способом ЕТ за допомогою вимірювання двох віддалей до його кінців та кута між ними. З виконаних експериментальних досліджень досягнута максимальна абсолютна похибка 0,2 мм для відрізка в 50 м.

6. Розроблено оптимальну візирну ціль для підвищення точності візування та двопризмий давач-вектор для вимірювання параметрів інженерних споруд неправильної форми. Експериментальні дослідження, за допомогою кінцевої міри, давача-вектора з ЕТ Leica-Geosystems забезпечили середню абсолютну похибку визначення просторового положення 0,3 мм у діапазоні довжин 6–18 м.

ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вдосконалено вирішення науково-практичного завдання підвищення точності і достовірності виконання інженерно-геодезичних вимірювань технологічного обладнання і геометрії будівельних об'єктів. Основні наукові та практичні результати дисертаційної роботи такі:

1. Аналіз стану та основних тенденцій у розробленні інструкцій, настанов, ДСТУ та ДБН у галузі геодезичного забезпечення будівництва показав, що не всі положення у них є актуальними і це спонукало до детальних досліджень сучасного геодезичного обладнання для підвищення точності вимірювання за розробленими методиками.

2. Розроблено методику оптимізації побудови геодезичних мереж з використанням статичних та синхронних РТК-векторів, визначених ГНСС-методом, яка узгоджена із заданою точністю та економічною ефективністю.

3. Запропоновано методику трансформації просторових координат кінематичних геодезичних мереж, яка дозволяє підтримувати у часі трансформаційне поле в системі координат інженерного об'єкта. Експериментальна перевірка трансформаційного поля Дністровської ГАЕС показала, що максимальні розбіжності в координатах становлять 5 мм для планового положення і за висотою – 20 мм. Параметри перетворень впроваджені у програмне забезпечення CDC.NET та відкрито канал доступу мережі «Геотераса», який передає диференційні поправки трансформаційного поля Дністровської ГАЕС авторизованим користувачам.

4. Теоретично обґрунтовано та запропоновано методику підвищення точності вимірювання віддалей лінійно-кутовим способом електронним тахеометром з врахуванням його метрологічних характеристик, яка забезпечує точність 0,2 мм на 50 м.

5. Розроблено обладнання світловідбивний плівковий та кульковий відбивачі, а також давач-вектор для вимірювання параметрів інженерних

споруд неправильної форми, з використанням яких компенсується вплив систематичних похибок вимірювань.

6. Розроблено методику визначення параметрів інженерних споруд в умовах обмеженого простору з використанням електронного тахеометра, яка забезпечує точність 0,5 мм. Таку методику пропонується використовувати на інженерних об'єктах зі встановлення технологічного обладнання в проєктне.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Антонюк, В., Астаф'єв, В., & Шевченко, Т. (2006). Комплексна реалізація методу встановлення обладнання в проектне положення з використанням сучасного та традиційного геодезичного обладнання. *Геодезія, картографія і аерофотознімання*, (67), 10-16.
2. Баран, П. І., Бурак, & Третяк, К. Р. (2011). Інженерно-геодезичні роботи в Україні. *Вісник геодезії та картографії*, (5), 19-26.
3. Баран, П. І. (2012). *Інженерна геодезія*. К.: ПАТ «ВПОЛ», 2012.
4. Большаков, В. Д., Васютинский, И. Ю., & Ключин, Е. Б. (1976). *Методы и приборы высокоточных геодезических измерений в строительстве. Недра*.
5. Боровий, В., & Бурачек, В. (2017). *Високоточні інженерно-геодезичні вимірювання*. Вінниця: ТОВ «Нілан-ЛТД».
6. Бурак, К. О., Гринішак, М. & Шпаківський, О. П. (2012). Визначення точності відхилення положення близькостворної точки за допомогою електронного тахеометра. *Вісник геодезії та картографії*, (2), 15.
7. Бурак, К. О., & Михайлишин, В. П. (2018). Спосіб визначення геометричних параметрів колових підкранових колій. *Науковий вісник НЛТУ України*, 28(5), 130-134.
8. Віват, А. Й. (2017). Дослідження точності визначення нормальних перевищень методом GNSS. *Вісник Львівського національного аграрного університету. Архітектура і сільське господарство*, (18), 11-19.
9. Віват, А. Й., Кордуба, Ю. Г., & Петров С. Л. (2020). Дослідження впливу температури на зміну розміру контрольних лінійок із використанням індикатора годинникового типу. *Технічні науки та технології*, (3 (21)), 310-318.
10. Віват, А. Й., Літинський, В., & Покотило, І. Я. (2011). Дослідження точності визначення координат GNSS методом у режимі RTK. *Геодезія, картографія і аерофотознімання*, 52-59.

11. Віват А., Марущенко О., & Зелінський В. (2004). Дослідження точності GPS кінематичного методу знімання. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва.–Львів, 141-143.
12. Віват А. Назарчук Н. (2019). Дослідження методики застосування скануючого тахеометра topcon IS 301 для побудови просторових моделей архітектурних форм. Інженерна геодезія, (67), 35-45.
13. Войтенко, С., & Шульц, Р. (2010). Геодезичне забезпечення влаштування покрівлі НСК «Олімпійський». Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва, (1), 19.
14. Грицюк, Т. Ю. (2010). Геодезичний моніторинг короткоперіодичних зміщень напірних трубопроводів гідроенергетичних об'єктів (на прикладі Теремле-Ріцької ГЕС).
15. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва. К.: Мінрегіонбуд України, 2014. http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58388.
16. ДБН Б В.1.3-2:2010. Зміна 1 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=25911.
17. ДСТУ 8955:2019 Метрологія. Теодоліти й тахеометри. Метрологічні та технічні вимоги. http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=86558
18. ДСТУ Б В.1.3-3:2011 Модульна координація розмірів у будівництві. Загальні положення. Настанова. http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=27985.
19. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 Виконання вимірювань, розрахунок та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. http://online.budstandart.com/ua/catalog/docpage?id_doc=25920.
20. ДСТУ 150 12188-1:2014. Методики випробувань систем позиціонування та навігації. Частина 1. Динамічні випробування супутникових приладів

- позиціонування. Київ: Мінекономрозвитку України. 11 с.
http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=80063.
21. ДСТУ 8955:2019 Метрологія. Теодоліти й тахеометри. Метрологічні та технічні вимоги К.: ДП «УкрНДНЦ» України, 2020. -72 с.
http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=86558.
 22. ДСТУ 2500-94 Єдина система допусків і посадок. Терміни та визначення. Позначення і загальні норми. http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=55979.
 23. Закон України "Про топографо-геодезичну і картографічну діяльність"
<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/353-14#Text>.
 24. Захаров, А. (2015). Справочник. Геодезические приборы. Москва: Недра.
 25. Заболоцький, М. В., Сторож, О. Г., & Тарасюк, С. І. (2008). Математичний аналіз: Підручник. Київ: Знання.
 26. Інструкція з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500. (1999). Київ: ГУГК. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0393-98#Text>
 27. Калинич, І. В., Марущенко, О. М., & Віват, А. Й. (2004). Про проведення та опрацювання GPS-спостережень на Закарпатті.
 28. Карпінський, Ю., & Грачов, О. Класифікація методів інтерполяції та апроксимації функцій трансформування растрових зображень.
 29. Костецька, Я. (2000). Електронні геодезичні прилади. Частина II. Підручник для студентів геодезичних спеціальностей вузів. Львів: ІЗМН.
 30. Кухтар, Д. В., & Романюк, В. В. (2017). Вплив кута падіння променя на точність лінійних вимірів безрефлекторним електронним тахеометром.
 31. Кучер, О. В. (2012). Внедрение государственной референцной системы координат Украины. Автоматизированные технологии изысканий и проектирования–2012.–вип, 3(46), 67-73.

32. Ламбин, В. (2011). Исследование особенностей измерения расстояний при наблюдениях на пленочные отражатели. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва: зб. наук. пр.—Львів, 119-123.
33. Ланьо, О. В., & Савчук, С. Г. (2012). Дослідження точності RTK-вимірювань у мережі референціальних станцій. Вісник геодезії та картографії, (4), 8-13.
34. Літинський, В., & Віват, А. (2011). Вплив електромагнітного поля, створюваного лініями електропередач, на точність GPS-вимірювань. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва, 1 (23), 84-86
35. Літинський, В., Віват, & Літинський, С. (2015). Спосіб вимірювання Взірцевого базиса 2-го розряду для еталонування електронних тахеометрів. Геодезія, картографія і аерофотознімання, (81), 59-65.
36. Літинський В. Віват А., & Рій І. (2014). Пристрій для лінійних вимірювань геодезичних взірцевих базисів 2-го розряду. Науковий вісник Ужгородського університету. Випуск 3. 2014. С. 19- 22.
37. Літинський, В., Віват, А., & Герасименко, Є. (2014). Методика визначення інтервалів нівелірних рейок електронним тахеометром. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва, (1), 34-37.
38. Літинський В.О., Віват А.Й., & Рій І.Ф (2016). Патент на корисну модель №104489 «Становий гвинт для прикріплення геодезичних приладів до трубчастих знаків» Зареєстровано в Державному реєстрі патентів України на корисні моделі 10.02.2016р.
39. Наказ № 468 від 27.09.2012 р “Про питання застосування референційної системи координат УСК-2000 в програмному забезпеченні ДЗК”. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1646-16#Text>
40. Основні положення створення ДГМ України, затверджені Постановою КМУ від 7 серпня 2013 р. №646. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/844-98-%D0%BF#Text>.

41. Петров, С. Л. (2019). Моніторинг вертикальних зміщень техногенно-навантажених територій геодезичними методами.
42. Постанова, К. М. У. (2004). Деякі питання застосування геодезичної системи координат. Затверджено від 22 вересня 2004 р. № 1259. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1259-2004-%D0%BF#Text>.
43. Постанова, К. М. У. (2013). Деякі питання реалізації частини першої статті 12 Закону України «Про топографо-геодезичну і картографічну діяльність. Урядовий кур'єр, (165). <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/646-2013-%D0%BF#Text>.
44. Романишин, І., Маліцький, А., & Лозинський, В. (2012). Класифікація та основні характеристики наземних 3D-сканерів. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва. 1 (24), 69-74.
45. Русинов, М., Грамматин, П., & Родионов, С. (1984). Вычислительная оптика: справочник. Ленінград: Машиностроение.
46. Савчук, С. Г. (2005). Вища геодезія. Підручник. Львів.
47. Савчук, С. Г., & Задемленюк, А. В. (2009). Можливості використання технології RTK у Львівській області для задач земельного кадастру.
48. Савчук, С., Тревого, І., & Віват, А. (2003). Обробка GPS-спостережень наукового геодезичного полігону. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва.1, 39-47.
49. Сідоров, І. С., Перій, С. С., & Сарнавський, В. Г. (2015). Визначення рухів земної поверхні в районі Дністровської ГАЕС супутниковими та наземними геодезичними методами.
50. Сідоров, І. С., & Третяк, К. Р. (2012). Сумісне опрацювання супутникових і наземних геодезичних вимірів високоточної мережі будівництва Дністровської ГАЕС. Вісник геодезії та картографії, (3), 6-9.
51. СОУ-Н МЕВ 40.1-00013741-79 (2012). Проведення спостережень за осіданням фундаментів, деформаціями конструкцій будівель і споруд та режимом підземних вод на майданчиках теплових та атомних

- електростанцій. Настанова. http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=68391
52. Спиридонов А.(2003). Основы геодезической метрологии. Москва: Картоцент-Геодезиздат.
 53. Спосіб визначення приладової поправки з використанням лазерного інтерферометра : пат. 120949 Україна : 2006. № а201706967 ; заявл. 03.07.2017 ; опубл. 10.03.2020.
 54. Технологічна карта на монтаж генератора ТВВ 1000-2УЗ ХАЕС, Харків, 1982. <https://leg.co.ua/arhiv/generaciya/balakovskaya-aes-elektrooborudovanie/Page-46.html>
 55. Тревого, І., Баландюк, А., & Григоращ, А. (2010). Аналіз технологічних можливостей сучасних наземних лазерних сканерів. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва. 1(19), 170-176.
 56. Тревого, І., Горб, А., & Мелешко, О. (2016). Застосування мультистанції Leica MS60 з метою проведення високоточного геопросторового моніторингу. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва, (1), 28-32.
 57. Тревого, І., Ільків, Є., & Кухтар, Д. (2011). Особливості визначення просторового положення надземних переходів магістральних газопроводів з використанням електронного тахеометра у безрефлекторному режимі. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва, (2), 22.
 58. Тревого, І., Ільків, Є., & Кухтар, Д. В. (2012). Особливості контрольних марок для спостереження за зміщеннями надземних переходів магістральних газопроводів. Вісник геодезії та картографії, (1), 5-8.
 59. Третьак, К., & Сідоров, І. (2005). Оптимізація побудови геодезичної мережі Дністровської ГАЕС супутниковими радіонавігаційними технологіями. Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва. 1, 207–219.

60. Третьяк, К., Петров, & Аль-Алусі, Ф. (2014). Аналіз стійкості пунктів системи автоматизованого геодезичного моніторингу інженерних споруд Канівської ГЕС. *Геодезія, картографія та аерофотознімання*. 80, 5-19.
61. Чиж, І., Тимчик Г., & Афончина, Н. (2013). *Аберометрія оптичної системи ока людини*. Київ.
62. Altamimi, Z. (2018). Relationship and transformation between the International and the European Terrestrial Reference Systems. EUREF Technical Note 1: Version June 28.
63. Aykut, N. O., Güllal, E., & Akpınar, B. (2015). Performance of single base RTK GNSS method versus network RTK. *Earth Sciences Research Journal*, 19(2), 135-139.
64. Banville, S., Geng, J., Loyer, S., Schaer, S., Springer, T., & Strasser, S. (2020). On the interoperability of IGS products for precise point positioning with ambiguity resolution. *Journal of geodesy*, 94(1), 1-15.1
65. Baybura, T., Tiryakioğlu, İ., & Şafak, Ş. (2019). Examining the accuracy of network rtk and long base rtk methods with repetitive measurements. *Journal of Sensors*.
66. Bohroptics. Retrieved November 28, 2022, from <http://www.bohroptics.com/>.
67. El-Mowafy, A. (2012). *Precise Real-Time Positioning Using Network RTK, Global Navigation Satellite Systems: Signal, Theory and Applications*, Shuanggen Jin, IntechOpen.
68. European Global Navigation Satellite Systems Agency. (2020). *GNSS User Technology Report*.
69. Fys, M., Litynskyi, V., & Litynskyi S., (2021). Investigation of formulas determination of a point's plane coordinates by the invers linear-angular resection. *Geodesy, Cartography, and Aerial Photography*, 94, (20-28).
70. Gassner G., & Ruland R. "Laser Tracker Calibration – Testing the angle Measurement System" 15th International Geodatische Woche, Obergurgl, Austria, 2009.

71. Gumus, K., Selbesoglu, M. O., & Celik, C. T. (2016). Accuracy investigation of height obtained from Classical and Network RTK with ANOVA test. *Measurement*, *90*, 135-143.
72. ISO 17123-3. Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 3: Theodolites
73. ISO 17123-5. Optics and optical instruments – Field procedures for testing geodetic and surveying instruments – Part 5: Total stations. 2018.
74. ISO (2015). ISO 17123-8:2015 – Optics and optical instruments – Field procedures for testing geodetic and surveying instruments – Part 8: GNSS field measurement systems in real-time kinematic (RTK).
75. Leica FlexLine TS02/TS06/TS09 User Manual. Retrieved November 28, 2022, from: https://surveyequipment.com/PDFs/Leica_Flex_Line_UserManual.pdf.
76. Leica TS30 White Paper. Retrieved November 28, 2022, from https://www.gefosleica.cz/ftp/White_papers/Total_stations/Leica_TS30_White_Paper_0904_766425_en.pdf.
77. Lenda G., Uznanski A., Strach M. and Lewińska P. “Laser scanning in engineering surveying: methods of measurement and modeling of structures” *Reports on Geodesy and Geoinformatics* vol. 100/2016; pp. 109-130, 2016.
78. Lippuner, H. and Scherrer, R. (2005): Die neue Theodolit-Prüfmaschine TPM-2 von Leica Geosystems. *Allgemeine Vermessungsnachrichten AVN*, 05/2005.
79. Lippuner, H. 2006. Tilt sensor. US Patent 2006/0005407 A1 filed July 12, 2005, and issued January 12, 2006.
80. Lisi, M. (2020). GNSS User Technology Report 2020. *GEOmedia*, 24(5).
81. Litynskyi, V., Litynskyi, S., & Brydun, A. (2019). The accuracy investigation of point coordinates’ determination using a fixed basis for high-precision geodesy binding. *Reports on Geodesy and Geoinformatics*, 107(1), 19-23.
82. Oralite Retrieved November 28, 2022, from <http://lasegnaleticasdr.com/en/oralite-r-6710-engineer-prismatic-grade>.

83. Pirtti, A. (2021). Evaluating the accuracy of post-processed kinematic (PPK) positioning technique. *Geodesy and Cartography*, 47(2), 66-70.
84. Remondi, B. W. (1985). Performing centimeter-level surveys in seconds with GPS carrier phase: initial results. *Navigation*, 32(4), 386-400.
85. Rothbucher Systeme. (n.d.). Retrieved November 28, 2022, from <https://www.meterriss.de/>.
86. Seitz, K. (2018). *Festschrift zur 150-Jahr-Feier des Geodätischen Instituts (1868-2018)*. KIT Scientific Publishing.
87. Tserklevych A., Vivat, A., & Petrov S. (2022). Engineering solutions for increasing the accuracy of geodesic measurements by total stations. *Geodesy, Cartography, and Aerial Photography*, 96, (58-69).
88. Vermessungszubehör. Bohnenstingl GmbH - Spezialvermessungszubehör. (2022, May 30). Retrieved November 28, 2022, from <https://bohenstingl.de/>.
89. Vivat, A., Petrov S & Valkova. V (2022). Development methods of large-equipment installation in design position using electronic total stations. *Geodesy, cartography and aerial photography*, (95), 22-30.
90. Vivat, A., Tserklevych, A., & Smirnova O. (2018). A study of devices used for geometric parameter measurement of engineering building construction. *Geodesy, cartography and aerial photography*, (87), 21-29.
91. Vivat, A., Tretyak, K., Savchyn, I., Navodych, M., & Lano, O. (2022). Investigation of determining the accuracy of spatial vectors by the satellite method in a real time mode. *Journal of Applied Geodesy*.

ДОДАТКИ

Додаток 1

Приклад файлу геодезичної мережі, визначеної в RTK режимі синхронним способом та код програми для врівноваження та визначення координат

Статичні та RTK вектори

Пункт	Пункт	$D_{XS}, \text{ м}$	$D_{YS}, \text{ м}$	$D_{ZS}, \text{ м}$	$S_S, \text{ м}$	$D_{XR}, \text{ м}$	$D_{YR}, \text{ м}$	$D_{ZR}, \text{ м}$	$S_R, \text{ м}$
ogz-4	ogz-5	-2,4841	-24,4110	16,1264	29,3620	-2,4842	-24,4157	16,1256	29,3655
ogz-5	ozs-1-1	13,5800	-110,0365	50,2777	121,7386	13,5671	-110,0552	50,2768	121,7537
ogz-4	ozs-1-1	11,0959	-134,4475	66,4041	150,3621	11,0850	-134,4576	66,4076	150,3719
ozs-5a-2n	portal-n	234,2015	-397,9092	-19,2420	462,1172	234,2030	-397,9093	-19,2391	462,1180
ogz-2-1a	bn	336,5244	-302,1927	-161,2259	480,1696	336,5327	-302,1853	-161,2108	480,1657
bn	stvr	403,7905	-363,9658	6,3191	543,6523	403,7871	-363,9700	6,3076	543,6524
ozs-5a-2n	bn	-190,4569	-706,5813	430,1715	848,8689	-190,4609	-706,5786	430,1746	848,8692
bn	znak-14	-623,8851	-191,2137	568,0878	865,1700	-623,8856	-191,2233	568,0935	865,1762
ogz-2-1a	ozs-5a-2n	526,9813	404,3886	-591,3974	889,3764	526,9803	404,3901	-591,4011	889,3789
ogz-2-1a	portal-n	761,1828	6,4794	-610,6394	975,8697	761,1946	6,4843	-610,6260	975,8705
22-g	bn	-610,2158	-718,9768	772,8406	1219,2512	-610,2278	-718,9812	772,8370	1219,2575
bn	22-g	610,2158	718,9768	-772,8406	1219,2512	610,2167	718,9878	-772,8434	1219,2599
22-g	stvr	-206,4253	-1082,9426	779,1597	1349,9874	-206,4510	-1082,9429	779,1510	1349,9865
22-g	znak-14	-1234,1009	-910,1905	1340,9284	2037,0422	-1234,1056	-910,2108	1340,9339	2037,0577

Додаток 2

Код програми у Mathcad для врівноваження просторових векторів

```
data := 
```

Читання даних

```
nctl := data0,0                                nctl = 2  
nbaselines := data0,2                          nbaselines = 5  
nsta := data0,1                                  nsta = 4  
nunk := nsta - nctl                               nunk = 2
```

Читання контрольних пунктів

```
i := 1..nctl  
j := 0..3  
stanunk+i-1,j := datai,j
```

Читання невідомих пунктів

```
i := 1..nunk  
stai-1,0 := datai+nctl,0
```

```
findsta(s) :=  $\left\{ \begin{array}{l} i \leftarrow 0 \\ \text{while } \text{sta}_{i,0} \neq s \wedge (i < \text{nsta}) \\ \quad i \leftarrow i + 1 \\ \text{return } i \text{ if } \text{sta}_{i,0} = s \\ \text{return "Station not found" otherwise} \end{array} \right.$ 
```

Читання ГНСС векторів

```
ParseVects :=  $\left\{ \begin{array}{l} n \leftarrow \text{nsta} + 1 \\ \text{for } i \in 0.. \text{nbaselines} - 1 \\ \quad \left\{ \begin{array}{l} B_{i,0} \leftarrow \text{findsta}(\text{data}_{n+i,0}) \\ B_{i,1} \leftarrow \text{findsta}(\text{data}_{n+i,1}) \\ \text{for } j \in 2..10 \\ \quad B_{i,j} \leftarrow \text{data}_{n+i,j} \end{array} \right. \\ \text{return } B \end{array} \right.$ 
```

```
B := ParseVects
```

Складання матриць A, W, and L


```

|
|   Cinv ← Cov-1
|   for j ∈ 0..2
|     for k ∈ 0..2
|       Wr+j,r+k ← Cinvj,k
|
| return (A L W)T

```

Results := BldMat(sta, B)

A := Results₀ L := Results₁ W := Results₂

Формули параметричного методу

$$Q_{XX} := (A^T \cdot W \cdot A)^{-1}$$

$$X := Q_{XX} \cdot (A^T \cdot W \cdot L)$$

Запис матриці X

i := 0..nunk - 1

$$sta_{i,1} := X_{3,i}$$

$$sta_{i,2} := X_{3,i+1}$$

$$sta_{i,3} := X_{3,i+2}$$

Врівноваження мережі

V := A · X - L

$$\mu := \sqrt{\frac{V^T \cdot W \cdot V}{3 \cdot nbaselines - 3 \cdot nunk}}$$

μ = 0.2551

i := 0..nunk - 1

$$sta_{i,4} := \mu \sqrt{Q_{XX_{3,i,3,i}}}$$

$$sta_{i,5} := \mu \sqrt{Q_{XX_{3,i+1,3,i+1}}}$$

$$sta_{i,6} := \mu \sqrt{Q_{XX_{3,i+2,3,i+2}}}$$

$$Q_{ll} := A \cdot Q_{XX} \cdot A^T$$

i := 0..nbaselines - 1

$$AdjB_{i,0} := sta_{(B_{i,0}),0} \quad AdjB_{i,1} := sta_{B_{i,1},0}$$

$$AdjB_{i,2} := sta_{(B_{i,1}),1} - sta_{(B_{i,0}),1} \quad AdjB_{i,3} := sta_{(B_{i,1}),2} - sta_{(B_{i,0}),2} \quad AdjB_{i,4} := sta_{(B_{i,1}),3} - sta_{(B_{i,0}),3}$$

$$AdjB_{i,5} := V_{3,i} \quad AdjB_{i,6} := V_{3,i+1} \quad AdjB_{i,7} := V_{3,i+2}$$

Обчислення стандартного відхилення ГНСС-векторів

$$\text{AdjB}_{i,8} := \mu \cdot \sqrt{Q_{11_{3 \cdot i, 3 \cdot i}}} \quad \text{AdjB}_{i,9} := \mu \cdot \sqrt{Q_{11_{3 \cdot i+1, 3 \cdot i+1}}} \quad \text{AdjB}_{i,10} := \mu \cdot \sqrt{Q_{11_{3 \cdot i+2, 3 \cdot i+2}}}$$

Обчислення відносної похибки ГНСС-векторів

$$i := 0..n\text{baselines} - 1$$

$$D_{i,0} := \text{AdjB}_{i,0} \quad D_{i,1} := \text{AdjB}_{i,1}$$

$$D_{i,2} := \sqrt{(\text{AdjB}_{i,2})^2 + (\text{AdjB}_{i,3})^2 + (\text{AdjB}_{i,4})^2} \quad D_{i,3} := \sqrt{(\text{AdjB}_{i,8})^2 + (\text{AdjB}_{i,9})^2 + (\text{AdjB}_{i,10})^2}$$

$$D_{i,4} := \text{round}\left(\frac{D_{i,2}}{D_{i,3}}, -3\right)$$

$$\text{sta} = \begin{pmatrix} \text{"ogz-2-1a"} & 3755509.5599 & 1953576.5290 & 4754954.4863 & 0.0033 & 0.0020 & 0.0030 \\ \text{"ozs-5a-2n"} & 3756036.5417 & 1953980.9193 & 4754363.0874 & 0.0029 & 0.0019 & 0.0018 \\ \text{"portal-n"} & 3756270.7447 & 1953583.0128 & 4754343.8495 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ \text{"bn"} & 3755846.0863 & 1953274.3407 & 4754793.2630 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \end{pmatrix}$$

AdjB =	"ogz-2-1a"	"bn"	336.5264	-302.1883	-161.2233	-0.0064	-0.0030	-0.0125
	"ogz-2-1a"	"portal-n"	761.1848	6.4838	-610.6368	-0.0098	-0.0005	-0.0108
	"ozs-5a-2n"	"bn"	-190.4554	-706.5786	430.1756	0.0055	0.0000	0.0010
	"ogz-2-1a"	"ozs-5a-2n"	526.9818	404.3904	-591.3989	0.0015	0.0003	0.0023
	"ozs-5a-2n"	"portal-n"	234.2030	-397.9065	-19.2379	-0.0000	0.0028	0.0012

$$D = \begin{pmatrix} \text{"ogz-2-1a"} & \text{"bn"} & 480.167 & 0.005 & 98000.000 \\ \text{"ogz-2-1a"} & \text{"portal-n"} & 975.870 & 0.005 & 200000.000 \\ \text{"ozs-5a-2n"} & \text{"bn"} & 848.868 & 0.003 & 294000.000 \\ \text{"ogz-2-1a"} & \text{"ozs-5a-2n"} & 889.378 & 0.004 & 217000.000 \\ \text{"ozs-5a-2n"} & \text{"portal-n"} & 462.115 & 0.003 & 160000.000 \end{pmatrix}$$

Додаток 3

Вимірювання ЕТ

Пункт	$\beta, ^\circ$	$\nu, ^\circ$	S, м	СКП $\beta, ''$	СКП $\nu, ''$	СКП S, мм
1	342.77242	0.64016	7.9226	1.1	1.1	0.06
2	18.78030	0.48154	7.9841	1.2	1.3	0.03
2	293.56180	0.28960	12.2365	1.7	1.1	0.06
3	75.64052	0.62111	12.1383	2.2	0.5	0.05
3	131.43589	0.80742	8.2556	2.6	1.8	0.03
4	166.05859	0.75930	8.2056	1.2	0.9	0.05
4	40.02926	0.62999	12.3986	1.4	9.0	0.05
1	179.04329	0.44365	12.3091	0.8	0.9	0.03
3	15.17474	0.66460	11.8609	4.2	2.1	0.05
1	176.56400	0.42278	12.0156	0.1	1.7	0.03
2	161.59256	0.39756	12.0134	0.5	2.1	0.03
4	0.87666	0.69498	11.9903	1.4	2.1	0.03

Обчислені внутрішні кути, віддалі та перевищення

	$\beta, ^\circ$	$\nu, ^\circ$	D, м	h, м
1 2	36.00788	-0.15862	4.9166	-0.0214
2 3	142.07872	0.33151	23.0515	0.0697
3 4	34.62270	-0.04812	4.8980	-0.0076
4 1	139.01403	-0.18634	23.1430	-0.0410
3 1	161.38926	-0.24182	23.5612	-0.0489
2 4	199.28411	0.29742	23.6634	0.0621

Обчислені вектори

Вектор	Dx, м	Dy, м	Dz, м
1 2	0.0000	4.9166	-0.0214
1 3	-23.0514	4.8748	0.0489
1 4	-23.1430	-0.0224	0.0410
2 1	0.0000	-4.9166	0.0214
2 4	-23.1430	-4.9357	0.0621
2 3	-23.0515	-0.0385	0.0697
3 2	23.0515	0.0385	-0.0697
3 1	23.0507	-4.8781	-0.0489
3 4	-0.0922	-4.8972	-0.0076
4 3	0.0922	4.8972	0.0076
4 2	23.1437	4.9322	-0.0621
4 1	23.1430	0.0156	-0.0410

Додаток 4

Сертифікат калібрування 10-м інварного дроту

НАЦІОНАЛЬНИЙ НАУКОВИЙ ЦЕНТР «ІНСТИТУТ МЕТРОЛОГІЇ»
National Scientific Centre "Institute of metrology"

Сертифікат калібрування
Calibration certificate


Номер сертифікату / Certificate number: UA 01 № 3119 Дата калібрування / Date when calibrated: 24.07.2018 Сторінка / Page: 1 of 2

Об'єкт калібрування / Item calibrated: Дріт інварний 10 м, № 4091
Найменування еталона, засоби вимірювальної техніки / Identification / Description of measurement standard / measuring instrument

Замовник / Customer: ФО Виват Анатолій Йосипович, м. Львів
Інформація про замовника, адреса / Name of the customer, address

Метод калібрування / Method of calibration: Прямі вимірювання / МКУ МКУ 01-10:2010 Метрологія. Вимірювальні ленти – робочі еталони та рулетки металеві вимірювальні. Методика калібрування.
Найменування методу / Identification / Name of the method

Усі вимірювання мають просте жованство до одиниць Міжнародної системи SI, які встановлюються національними еталонами України, що зберігаються у ННЦ "Інститут метрології"
All measurements are traceable to the SI units which are realized by national measurement standards of Ukraine, which are stored of the NSC "Institute of Metrology"

Затверджує / Approves:  О.В. Прокопов
Заст. генерального директора / Deputy General Director / Title in english / Name and function

Дата видачі / Date of issue: 24.07.2018

Україна 61002, м. Харків, вул. Мірошніцька 42, Тел.: +38 (057) 700 3409, Факс: +38 057 700 3447, www.metrology.kharkov.ua
e-mail: info@metrology.kharkov.ua

Miromonitskaya 42, Kharkov, 61002, UKRAINE, Phone: +38 (057) 700 3409, Fax: +38 057 700 3447, www.metrology.kharkov.ua
e-mail: info@metrology.kharkov.ua

Сертифікат калібрування / Calibration certificate
Номер сертифікату / Certificate number: 3119 Сторінка 2 із 2 / Page 2 of 2

Калібрування виконано за допомогою / Calibration is performed using: Вторинного еталона одиниці довжини ВЕТУ 01-0305-98, що калібруваний за допомогою Державного зерниного еталона одиниці довжини ДЕТУ 01-03-98
Найменування еталона та засоби вимірювальної техніки / Identification / Description of the reference measurement standard / identifying features of measurability

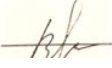
Умови калібрування / Calibration conditions: Температура навколишнього повітря: 22,3 °C
Відносна вологість: 59 %
Атмосферний тиск: 98,66 кПа
Умови навколишнього середовища та інші фактори, що впливають / Environmental conditions and other influence parameters

Результати калібрування, включаючи невизначеність / Calibration results including uncertainty

Назва метрологічної характеристики			Отримане значення, мм		Розширена невизначеність, мм	
Відстань між нульовими штрихами шкал, мм			9992,753		0,05	
Шкала на початку дроту (нуль зовні)			Шкала наприкінці дроту (нуль всередині)			
Інтервал, мм	Отримане значення, мм	Розширена невизначеність, мм	Інтервал, мм	Отримане значення, мм	Розширена невизначеність, мм	
0 – 10	9,965	0,02	0 – 10	9,994	0,02	
0 – 20	19,982	0,02	0 – 20	19,990	0,02	
0 – 30	30,015	0,02	0 – 30	30,008	0,02	
0 – 40	40,053	0,02	0 – 40	40,008	0,02	
0 – 50	50,023	0,02	0 – 50	50,012	0,02	
0 – 60	60,022	0,02	0 – 60	60,036	0,02	
0 – 70	70,042	0,02	0 – 70	70,023	0,02	
0 – 80	80,060	0,02	0 – 80	80,006	0,02	

Дріт навантажувався вагою 10 кг.
Розширена невизначеність отримана як добуток стандартної невизначеності та коефіцієнту покриття k = 2, що відповідає рівню довіри приблизно 95 % за припущення щодо розподілу результатів вимірювань по нормі Гауса (згідно з Оцінювання невизначеності виконано у відповідності з «Настановою з вираження невизначеності вимірювань» (GUM).
The expanded uncertainty is obtained by multiplying the combined standard uncertainty by a coverage factor k = 2 corresponding to a confidence interval of approximately 95 % assuming the law of normal distribution of the measurement results. The evaluation of uncertainty is conducted according to the "Guide to the expression of uncertainty in measurement" (GUM).

Додаткова інформація / Additional information: стан об'єкта калібрування / регулювання чи/або ремонт об'єкта калібрування до подальшого калібрування / рекомендований міжкалібрувальний інтервал, за бажанням замовника / condition of the item of calibration / adjustment or repair of the item of calibration before calibrated / recommended recalibration period, if requested by the customer

Підпис особи, що виконала калібрування / Signature of the person who has performed calibration:  В. С. Купко
Директор ННЦ-2 / Director of the NSC-2 / Title in english / Name and function

Додаток 5

Сертифікат повірки контрольної міри

Додаток до свідоцтва № 2132

повірки набору плоскопаралельних кінцевих мір довжини № В 332 розряду 4,
виготовленого заводом "Калибр"
належить ДП "Львівстандартметрологія", відділ № 33
повіреного по набору № К-12883 розряду 3, при температурі 20 °С

РЕЗУЛЬТАТИ ПОВІРКИ

Номинальний розмір L, мм	Відхилення від номін. р-ру $\Delta L_{пов.}$, мкм	Номинальний розмір L, мм	Відхилення від номін. р-ру $\Delta L_{пов.}$, мкм
50a	0,45	500,000	-0,02
50b	0,45	600,000	0,78
100,000	1,03	700,000	2,14
200,000	0,83	800,000	-0,75
300,000	1,26	900,000	2,28
400,000	-2,27	1000,000	4,29

Сертифікат повірки цифрового термометра

МІНЕКОНОМРОЗВИТКУ

ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
«ЛЬВІВСЬКИЙ НАУКОВО-ВИРОБНИЧИЙ ЦЕНТР
СТАНДАРТИЗАЦІЇ, МЕТРОЛОГІЇ ТА СЕРТИФІКАЦІЇ»
(ДП «ЛЬВІВСТАНДАРТМЕТРОЛОГІЯ»)

79005 м. Львів, вул. Князя Романа, 38
СВІДОЦТВО ПРО УПОВНОВАЖЕННЯ № ПК 002-2014 від 03.04.2014 р.


СВІДОЦТВО
про повірку засобу виміральної техніки

№ 35/18-7119 Чинне до «29» серпня 2019 р.
Назва та умовне позначення Термометр цифровий GM1312 в комплекті з
2 термоперетворювачами тип К Т1, Т2 Зав. № 1281142
Виробник Benetech., Китай

За результатами повірки встановлено, що засіб виміральної техніки
(далі – ЗВТ) відповідає вимогам _____ (назва нормативно-правового акта,
_____ МИ 48.02 – 98, розділ ЕД
що містить вимоги до метрологічних характеристик і значення метрологічних
_____ в діапазоні від мінус 30 до +200 °С; $\delta = \pm 1,5 \%$
_____ характеристик (клас точності, похибки, діапазон вимірювання), особливості застосування ЗВТ)

Додаток: на _____ стор. у _____ прим.

Персонал, який виконував
роботи з повірки


(підпис)

Матус Р.В.
(ініціали, прізвище)

Місце відбитка
повірочного тавра



«29» серпня 2018 р.