

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

МАНЖАЛІЙ СЕРГІЙ МИКОЛАЙОВИЧ

УДК 624.131: 624.154

ДИСЕРТАЦІЯ
РОБОТА ДЕФОРМОВАНОЇ БУДІВЛІ НА ПАЛЬОВОМУ ФУНДАМЕНТІ,
ПІДСИЛЕНОМУ ПЛИТОЮ

05.23.02 – основи і фундаменти
192 – Будівництво та цивільна інженерія

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.

_____ С.М. Манжалій

Науковий керівник _____ Винников Юрій Леонідович, д.т.н., професор

Полтава – 2021

АНОТАЦІЯ

Манжалій С.М. Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.02 «Основи і фундаменти» (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Полтава, 2021.

Зміст дисертації. У вступі обґрунтовано актуальність теми, сформульовані мета та задачі дослідження, наукова новизна та практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика.

У розділі 1 розкривається стан дослідженості задачі удосконалення конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку та оцінювання зміни напружено-деформованого стану (НДС) системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити, аналізуються причини наднормативних деформацій будівель на пальових фундаментах та особливості геотехнічного моніторингу (геомоніторингу) посилення будівель на пальових фундаментах.

У розділі 2 описано методику геомоніторингу деформованої будівлі, що знаходиться в перехідному від незадовільного до аварійного технічного стану, для можливості підсилення її фундаментів без відселення мешканців. Зокрема, обґрунтовано критичні додаткові значення розкриття існуючих тріщин і можливі місця появи нових, що можуть призвести до руйнування деформованої будівлі, за результатами аналізу НДС її математичної моделі. Наведно результати геотехнічного моніторингу до та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити. Розроблено його алгоритм із урахуванням стадійності робіт з підведення елементів підсилення. Подано результати геомоніторингу стану деформованого житлового цегляного

п'ятиповерхового будинку, зведеного понад 40 років назад за типовим проектом на забивних призматичних пальях, об'єднаних стрічковим залізобетонним ростверком. Виявлено дефекти, що впливають на несучу здатність і довговічність конструктивних елементів і будівлі в цілому, зокрема, вертикальні тріщини із шириною розкриття до 20 мм у стінах. Визначено параметри основ і фундаментів. Викладено методику та результати аналізу інструментального контролю фактичної довжини паль і оцінювання їх цілісності. Розраховано несучу здатність паль й осідання їх основ. Встановлено причини наднормативних деформацій основ фундаментів: неможливість досягнути вістрями деяких паль проектної позначки призвело до значної мінливості їх жорсткості; руйнування деяких паль в процесі їх занурення у щільні піски, що підстилають слабкий шар; порив теплової мережі, що призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль у межах неущільненого намівного піску і частково його розмиву; вибухи в кар'єрі, які впливають на будівлю.

Для оперативного контролю якості ущільнення насипних і намівних масивів і дослідження механічних властивостей ґрунтів, у т. ч. з урахування чиннику часу, захищено патентом на корисну модель «Пенетрометр польовий». Наведено результати досліджень ущільнення насипних пісків від власної ваги у часі, що використано для прогнозування властивостей основи ребристої плити підсилення пальових фундаментів існуючої будівлі.

Обрано конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів підведенням захватками під ростверки ребристої залізобетонної плити із урахуванням аналітично визначеної жорсткості існуючих паль і фактичного технічного стану деформованої будівлі.

У розділі 3 всебічно обґрунтовано й удосконалено іноваційне конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку. Посилення полягало в підведенні під ростверки залізобетонних балок L-подібного обрису висотою 900 мм, що визначено аналітично з урахуванням властивостей самоущільненого намівного піску основи та фактичного технічного стану деформованої будівлі.

Балки L-подібного обрису передбачено об'єднувати поперечними балками висотою 900 мм для створення необхідної жорсткості всієї системи підсилення, а зверху – монолітною плитою товщиною 200 мм. Всі роботи передбачено виконувати захватками, щоб мінімізувати негативний вплив на технічний стан існуючих конструкцій. Черговість виконання робіт і розміри захваток визначали з аналізу результатів ітераційного моделювання методом скінченних елементів (МСЕ) НДС деформованої будівлі. Ці ж результати впливали й на методику геотехнічного моніторингу (зокрема, на можливі місця появи нових тріщин і критичні значення розкриття існуючих). Щоб включити плиту «в роботу» одразу ж після її влаштування передбачено віброущільнення піску під плиту. Ребра плити спрямовані до низу. Вона добре перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій основ і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт, тобто в процесі посилення фактично влаштовано плитно-пальовий фундамент.

У розділі 4 зворотнім ітераційним моделюванням (різна довжина паль і основа їх вістря; на момент здачі будівлі; після аварії на трубопроводі, яке викликало ефект «негативного тертя» за бічною поверхнею паль і часткове розмивання намивного піску, тощо) отримано просторову модель системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», яка враховує фактичну жорсткість існуючих паль, що призвела до появи тріщин у стінах деформованої будівлі. На базі цієї моделі з використанням МСЕ проведено оцінювання особливостей спільної роботи складових системи, обґрунтовано конструкцію та стадійність підсилення ребристою залізобетонною плитою, яка створює новий НДС системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром». Особливостями нового НДС системи є створення нових напружень у намивному піску, який після підсилення стає основою нової плити, що, в свою чергу, впливає на перерозподіл жорсткості існуючих паль.

Отримано нові дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля –

забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити. Моделювання НДС системи після посилення фундаменту показало, що перерозподіл напружень призвів до уникнення при подальшій експлуатації деформованої будівлі додаткових нерівномірних деформацій (у т. ч. під час нових вибухів у кар'єрі, можливих локальних замокання намівної товщі піску), що підтверджено результатами геомоніторингу. Доведено достатньо високу ефективність способу посилення пальових фундаментів у складі стрічкового ростверку підведенням ребристої плити, що супроводжується використанням розробленими в даній роботі методикою геотехнічного моніторингу й нової моделі системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» шляхом ітераційного оцінювання НДС деформованої будівлі на різних стадіях її експлуатації.

У розділі 5 подано результати впровадження авторського конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів деформованої будівлі в практику реконструкції. Зокрема, при складанні «Робочого проекту капітального ремонту (підсилення) будівельних конструкцій житлового будинку по вул. Героїв Дніпра, 27 в м. Горішні Плавні Полтавської області» та наступній реалізації цього проекту (без відселення мешканців будинку), а також при геомоніторингу, у т. ч. викладено і проаналізовано результати спостережень за деформаціями будівлі до, в процесі й після завершення підсилення. Наведено приклад подальшого використання отриманих результатів досліджень для підвищення експлуатаційної надійності деформованої будівлі в Полтаві.

Ключові слова: ґрунтова основа, пісок, слабкий ґрунт, забивна призматична паля, монолітний залізобетонний ростверк, осідання, тріщина, технічний стан будівлі, деформована будівля, геотехнічний моніторинг, ітераційне чисельне моделювання, ребриста монолітна залізобетонна плита.

ABSTRACT

Manzhali S.M. Operation of a deformed building on pile foundation reinforced with a slab. – Qualifying scientific work as manuscript.

The thesis for the degree of philosophy doctor on specialty 05.23.02 «Bases and Foundations» (192 – Construction and civil engineering). – National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic», Poltava, 2021.

The content of the thesis. In the introduction the urgency of the topic, the purpose and objectives of research, scientific novelty and practical value of work are grounded, its general characterization is represented.

In **Chapter 1** it is revealed the research state of the problem of improving the constructive-technological solution for strengthening the foundation on driven prismatic piles as a part of a continuous grille and the SSS change estimation in the "deformed building – driven prismatic piles as a part of a continuous grille – soil base with a weak underlying layer" system resulting from supplying the monolithic reinforced concrete slab under the existing foundation grilles, the reasons for buildings' on pile foundation excessive deformations and features of geotechnical monitoring (geomonitoring) of the buildings' on pile foundation strengthening are analyzed.

In **Chapter 2** it is described the method of geomonitoring of a deformed building in transition from unsatisfactory to emergency technical condition, for the possibility of strengthening its foundations without relocating residents. In particular, the critical additional values of the opening of existing fractures and possible places of the emergence of the new ones are substantiated, which can lead to the deformed building failure, according to the SSS analysis of its mathematical model. There are given the results of geotechnical monitoring before and after supplying the monolithic reinforced concrete slab under the existing foundation grilles. Its algorithm is developed taking into account the phased work on the supply of reinforcement elements. The results of geomonitoring of the condition of a deformed residential brick five-story building, erected more than 40 years ago according to a typical project on driven prismatic piles connected by a continuous reinforced concrete grille, are presented. Defects affecting

the load-bearing capacity and durability of structural elements and the building as a whole, in particular, vertical cracks with a width of up to 20 mm in the walls. The parameters of bases and foundations are determined. The method and results of the analysis of the instrumental control of the actual length of the piles and the assessment of their integrity are presented. The bearing capacity of piles and settlement of its base are calculated. The causes of excessive deformations of the foundations are established: the inability of the piles' toes to reach the designed mark; the piles' destruction during their immersion in dense sands; rupture of the main thermal network, which led to "negative friction" effect on the piles' lateral surface, etc within the uncompacted alluvial sand and partially its erosion; explosions in the quarry that affect the building.

For operative quality control of compaction of bulk and alluvial massifs and research of mechanical properties of soils, including taking into account the time factor, it is protected by the patent for the useful model "Field Penetrometer". The results of the bulk sands self-weight compaction in time investigation are shown which are used for properties forecasting of the basis of a T-shaped pile foundation strengthening slab of the existing building.

The constructive-technological decision of the bases strengthening by supplying under grilles a T-shaped reinforced concrete slab by divisions taking into account analytically defined rigidity of existing piles and an actual technical condition of the deformed building.

In **Chapter 3** the innovative constructive-technological decision of strengthening the driven prismatic piles' bases as a part of a continuous grille is comprehensively proved and improved. The reinforcement consisted of the supplying under the grille a monolithic reinforced concrete L-shaped beams 900 mm height, determined analytically with regards to the properties of self-compacted alluvial sand of the base and the actual technical condition of the deformed building. L-shaped beams were to be joined by transverse reinforced concrete beams 900 mm height to create the required rigidity of the entire reinforcement system, and on top – by a monolithic 200 mm thick slab. All the work is performed by divisions, to minimize the negative impact on the technical condition of existing structures. The sequence of work and the size of the divisions were

determined from the analysis of the results of iterative modeling by the finite element method (FEM) of SSS of the deformed building. The same results influenced the method of geotechnical monitoring (in particular, the possible locations of new cracks and the critical values of the disclosure of existing ones). To include the plate "in operation" immediately after its installation the vibro-compaction of sand under the plate was provided. The plate's ribs were directed to the bottom. It effectively redistributes stress from uneven deformations of the base and has considerable rigidity at the minimum volume of groundworks, that is, in the process of strengthening the slab-pile foundation was obtained.

In **Chapter 4** by the inverse iterative simulation (different lengths of piles and the base of their toes at the time of the building commissioning; after the accident on the pipeline, which led to "negative friction" effect on the piles' lateral surface and partial erosion of alluvial sand, etc.) it was obtained a spatial model of the «deformed building - driven prismatic piles as a part of a continuous grille - soil base with a weak underlying layer» system, which takes into account the actual stiffness of existing piles, which led to cracks in the walls of the deformed building. Based on this model with the use of FEM, it's been carried out the estimation of joint work features of the system components, the design, and staging of strengthening with the T-shaped reinforced concrete slab which creates new SSS of the "deformed building – driven prismatic piles as a part of a continuous grille – soil base with a weak underlying layer" system is justified. Features of the new SSS of the system are the creation of new stresses in alluvial sand, which becomes the basis of a new slab after the reinforcement, which, in turn, affects the redistribution of the stiffness of existing piles.

New experimental data were obtained about the SSS change of the "deformed building – driven prismatic piles as part of a continuous grille – soil base with a weak underlying layer" system due to the supplying of a monolithic reinforced concrete slab under the existing grilles. The simulation of the SSS system after strengthening the foundation showed that stress redistribution led to the avoidance of additional uneven deformations during further operation of the deformed building (including during new explosions in the quarry, possible local soaking of the alluvial layer of sand), which is

confirmed by the results of geomonitoring. Sufficiently high efficiency of the method of the pile foundations strengthening as a part of a continuous grille by supplying a T-shaped slab is proved, which is accompanied by the use of the methods of geotechnical monitoring developed in this work and a new model of the system "deformed building – driven prismatic piles as a part of a continuous grille – soil base with a weak underlying layer" by iterative estimation of the SSS of the deformed building at various stages of its operation.

In **Chapter 5** the results of the introduction of the author's constructive-technological decision of the deformed building bases' strengthening in the practice of reconstruction are presented. In particular, when preparing the "Working design of major repairs (strengthening) of building structures of a residential building on Heroiv Dnipra st., 27 in Horishni Plavni, Poltava region" and the subsequent implementation of this project (without resettlement of residents), as well as in geomonitoring, including the results of observations of deformations of the building before, during and after the completion of reinforcement. An example of further use of the obtained research results to increase the operational reliability of a deformed building in Poltava is given.

Key-words: soil base, sand, poor-bearing soil, driven prismatic pile, monolithic reinforced concrete grille, settlement, crack, engineering status of the building, geotechnical monitoring, iterational numerical modelling, T-shaped monolithic reinforced concrete slab.

ГОЛОВНІ ДРУКОВАНІ ПРАЦІ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Research of “influence area” parameters of the foundations arranged without soil / M.L. Zotsenko, Yu.L. Vynnykov, N.M. Pinchuk & S.M. Manzhaliy // TRANSBUD-2019. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 708 (2019) 012076 IOP Publishing doi:10.1088/1757-899X/708/1/012076. Indexed in Scopus.
2. Vynnykov Yu. L. Reinforcement of a deformed structure on the pile foundation / Yu.L. Vynnykov, M.O. Kharchenko & S.M. Manzhaliy // International Scientific Conference Energy Efficiency in Transport (EET 2020). IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 1021 (2021) 012030. IOP Publishing. – doi:10.1088/1757-899X/1021/1/012030. Indexed in Scopus.
3. Vynnykov Yu. Residential building’s deformation on pile foundation / Yu. Vynnykov, S. Manzhaliy // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. – 2019. – Is. 2(53)'. – P. 98 – 106. – doi: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1899>.
4. Винников Ю.Л. Досвід посилення фундаментів із призматичних паль у складі стрічкового розтерку підведенням плити / Ю.Л. Винников, С.М. Манжалій // Науковий вісник будівництва. – Вип. 1(99). – Х.: ХНУБА, ХОТВ АБУ, 2020. – С. 48 – 55. – doi: 10.29295/2311-7257-2020-99-1-48-55.
5. Винников Ю.Л. Удосконалення геотехнічного моніторингу підсилення деформованої будівлі на палевому фундаменті / Ю.Л. Винников, С.М. Манжалій // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: зб. наук. праць Дніпровського національного університету залізничного транспорту ім. академіка В. Лазаряна, 2020, №18. – С. 28 – 39. doi: <https://doi.org/10.15802/bttrp2020/217695>.
6. Vynnykov Yu.L. Stress strained state change in the «deformed building – pile foundation – base» system resulting from supplying the slab under the grilles / Yu.L. Vynnykov, M.O. Kharchenko, S.M. Manzhaliy // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. – 2020. – Is. 1(54)'. – P. 61 – 73.

7. Використання малозв'язних розкривних порід для улаштування штучних основ / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, П.М. Омельченко, С.М. Манжалій // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 71. – Кн. 2 – К.: НДІБК, 2008. – С. 83 – 92.
9. Геотехнічні властивості штучних основ із розкривних малозв'язних ґрунтів / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій // Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 37. – К.: КНУБА, 2015. – С. 179 – 189.
9. Манжалій С.М. Геотехнічні властивості штучних основ із розкривних малозв'язних ґрунтів з урахуванням чиннику часу / С.М. Манжалій, Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 83: В 2-х кн.: Кн. 1. – К.: ДП НДІБК, 2016. – С. 405 – 411.
10. Геотехнічні властивості штучних основ для об'єктів гірничо-збагачувального комплексу: Монографія / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2017. – 266 с.
11. Посилення пальового фундаменту підведенням під ростверки плити / Ю.Л. Винников, С.М. Манжалій, М.О. Харченко, В.І. Дмитренко // “Building Innovations – 2020”. – Зб. наук. праць за матеріалами III Міжнар. азербайджансько-української наук.-практ. конф. – Баку – Полтава: ПолтНТУ, 2020. – С. – 65 – 67.
12. Винников Ю.Л. Досвід зведення планомірного насипу із суміші розкривних порід і глинистого ґрунту / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, В.В. Рибалко, С.М. Манжалій // Состояние современной строительной науки – 2009. Сб. науч. трудов. – Полтава: Полтавский ЦНТЭИ. – 2009. – С. 132 – 133.
13. Манжалій С.М. Малозв'язні розкривні ґрунти як матеріал штучних основ / С.М. Манжалій, Ю.Л. Винников // Матеріали Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва» (17 грудня 2014 р.). – Полтава: ПолтНТУ ім. Ю. Кондратюка. – 2014. – С. 66 – 71.

14. Результати науково-технічного супроводу зведення штучного насипу у складних інженерно-геологічних умовах / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій // Тези 68-ої наук. конф. професорів, викладачів, наук. працівників, аспірантів та студентів університету. Т. 1. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 238 – 239.
15. Обґрунтування умов використання малозв'язних розкривних порід кар'єрів родовищ залізних кварцитів для штучних основ / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, І.С. Дрозд, С.М. Манжалій // Тези 71-ої наук. конф. професорів, викладачів, наук. працівників, аспірантів та студентів університету. – Т. 2. – Полтава: ПолтНТУ, 2019. – С. 7 – 8.
16. Зоценко М.Л. Дослідження параметрів «зони впливу» фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, С.М. Манжалій // Тези доповідей 8-ої міжнар. наук.-техн. конф. «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті». – Ч. 2. – Х.: УДУЗТ, 2019. – С. 63 – 64.
17. Винников Ю.Л. Посилення деформованої споруди на пальовому фундаменті / Ю.Л. Винников, С.М. Манжалій // Міжнар. наук.-техн. конф. «Енергоефективність на транспорті», Харків, 18 – 20 листопада 2020 р.: Тези доповідей. – Х.: УкрДУЗТ, 2020. – С. 68 – 69.
18. Винников Ю.Л. Розрахункова схема системи «деформована будівля – пальовий фундамент – основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під ростверки плити / Ю.Л. Винников, С.М. Манжалій // Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі: Матеріали Міжнар. наук.-техн. конф., Харків, 18 – 19 листопада 2020 р. – Х.: ХНУМГ, 2020. – С. 112 – 114.
19. Пенетромтр польовий // Винников Ю.Л., Харченко М.О., Яковлев А.В., Ясько С.Г., Манжалій С.М. Патент на корисну модель № 41209. Реєстраційний номер заявки u 2008 14415. Дата подання 15.12.2008. E02D 1/00, G01/N 3/00. 12.05.2009, Бюл. № 9, 2009 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	16
1. СУЧАСНИЙ СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	25
1.1. Аналіз причин наднормативних деформацій будівель на пальових фундаментах.....	25
1.2. Складності конструктивно-технологічних рішень посилення пальових фундаментів	36
1.3. Недоліки геотехнічного моніторингу посилення будівель і споруд на пальових фундаментах	41
1.4. Проблеми оцінювання НДС системи «деформована будівля – пальовий фундамент – ґрунтова основа»	45
1.5. Висновки до розділу 1. Мета та завдання досліджень.....	54
2. МЕТОДИКА І РЕЗУЛЬТАТИ ГЕОТЕХНІЧНОГО МОНІТОРИНГУ НА НАТУРНОМУ ОБ’ЄКТІ ДО, В ПРОЦЕСІ ТА ПІСЛЯ ПІДВЕДЕННЯ ПІД ІСНУЮЧІ РОСТВЕРКИ РЕБРИСТОЇ МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ.....	59
2.1. Методика науково-технічного супроводу і геотехнічного моніторингу НДС деформованої будівлі до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити.....	59
2.2. Оцінювання технічного стану несучих будівельних конструкцій деформованої будівлі на підготовчому етапі геомоніторингу.....	62
2.3. Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови дослідного об’єкту	77
2.4. Визначення фактичних параметрів основ і фундаментів дослідного об’єкту	79
2.5. Оцінювання несучої здатності пальових фундаментів деформованої будівлі і деформативності їх основ	86
2.6. Дослідження геотехнічних властивостей ущільнених насипних пісків для використання їх в якості основи плити посилення фундаменту будівлі.	90
2.7. Висновки до розділу 2.....	101

3. УДОСКОНАЛЕННЯ	КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНОГО	
РІШЕННЯ ПОСИЛЕННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ У СКЛАДІ		
СТРІЧКОВОГО РОСТВЕРКУ ШЛЯХОМ ПІДВЕДЕННЯ ПІД ІСНУЮЧІ		
РОСТВЕРКИ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ		103
3.1. Геотехнічне обґрунтування рішення посилення пальових фундаментів		
у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки		
ребристої монолітної залізобетонної плити		104
3.2. Конструктивне рішення посилення фундаментів із забивних		
призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення		
ребристої монолітної залізобетонної плити		106
3.3. Технологічні особливості посилення фундаментів із забивних		
призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під		
існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити		111
3.4. Висновки до розділу 3		117
4. ОЦІНЮВАННЯ ОСОБЛИВОСТЕЙ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ СКЛАДОВИХ		
СИСТЕМИ «ДЕФОРМОВАНА БУДІВЛЯ – ЗАБИВНІ ПРИЗМАТИЧНІ		
ПАЛІ У СКЛАДІ СТРІЧКОВОГО РОСТВЕРКУ – ГРУНТОВА ОСНОВА		
ЗІ СЛАБКИМ ПІДСТИЛЬНИМ ШАРОМ»		119
4.1. Модель системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у		
складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним		
шаром»		119
4.2. Результати оцінювання зміни НДС системи «деформована будівля –		
забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова		
основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі		
ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити		133
4.3. Аналіз результатів моделювання НДС системи «деформована		
будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку –		
ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення		
під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити.....		139
4.4. Висновки до розділу 4.....		140

5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ПРАКТИКУ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ	142
5.1. Особливості реалізації робочого проекту посилення пальових фундаментів деформованої житлової будівлі	142
5.2. Результати геомоніторингу за технічним станом деформованої будівлі у період її посилення та після його завершення	150
5.3. Обґрунтування оптимального варіанту підсилення пальових фундаментів деформованої будівлі в м. Полтава.....	151
5.4. Впровадження результатів роботи в будівельні нормативні документи та навчальні курси	154
5.5. Висновки до розділу 5.....	155
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	157
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	160
Додаток А Довідки та матеріали щодо впровадження результатів досліджень.....	177

ВСТУП

Актуальність теми. До групи деформованих споруд відносять будівлі, що отримали за період їх будівництва й особливо експлуатації недопустимі осідання та деформації, які, однак, не заважають виконанню їх основних функцій, але можуть з часом зруйнуватися. Їх причинами є помилки при інженерно-геологічних вишукуваннях і проектуванні; порушення правил виконання будівельних робіт та експлуатації будівель і споруд.

Тривалі геодезичні спостереження за осіданнями основ будівель на пальових фундаментах показали, що як абсолютні, так і відносні стабілізовані значення осідань у переважній більшості випадків менші за їх розраховані та нормативні граничні величини. Тому в групу деформованих будівлі на пальових фундаментах попадають дещо рідше за аналогічні об'єкти з фундаментами неглибокого закладання. Причинами наднормативних осідань основ пальових фундаментів будівель (і як наслідок виникнення та розвиток тріщин й інших деформацій у несучих конструкціях), крім вказаних, найчастіше виступають: невиправдане застосування підвищуючих коригуючих коефіцієнтів на результати компресійних випробувань сильностисливих ґрунтів; попадання нижніх кінців паль у шари (прошарки) слабкого ґрунту; занурення вістря паль вище від проектної позначки; завищення несучої здатності паль через недотримання оптимального часу їх «відпочинку» після занурення чи помилкова інтерпретація графіків «навантаження – осідання палі»; надміру близьке розміщення сусідніх паль у плані, що при їх зануренні особливо в пісках призводить до «виштовхування» вгору раніше занурених; нерівномірне навантаження паль у складі ростверку; деформації існуючих будівель і споруд при забиванні поблизу паль і шпунту, розробці котлованів та ін.

Достовірно урахувати вплив перелічених факторів на величину деформацій основ пальових фундаментів будівель, особливо методами класичної механіки ґрунтів, досить складно. Вибір конструктивно-технологічних рішень посилення

кожної такої деформованої будівлі здійснюють лише після ретельного оцінювання технічного стану несучих будівельних конструкцій об'єкту, дослідження параметрів їх основ і фундаментів, встановлення причин їх наднормових деформацій. Всі існуючі методи посилення пальових фундаментів є трудомісткими, а інколи їх неможливо виконати, особливо при врахуванні того, що будівлі можуть знаходитися в передаварійному технічному стані. Тому удосконалення і всебічне обґрунтування конструктивно-технологічних рішень посилення фундаментів із забивних паль у складі стрічкового ростверку є актуальною теоретичною та практичною задачею геотехніки.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Тема дисертації відповідає актуальним напрямам загальноєвропейської політики впровадження енергоефективних рішень у практику будівництва за міжнародною програмою «Horizon-2020» і науково-технічним напрямом у галузі оцінювання технічного стану будівель та споруд за Постановою Кабінету Міністрів України №409, 5.05.1997 «Про забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж». Дисертація виконувалась у межах держбюджетної науково-дослідницької роботи Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» «Ресурсоекономні технології відновлення й реконструкції житлових, громадських і виробничих будівель та захисних споруд цивільної оборони» (номер державної реєстрації 0116U002567). Вона пов'язана з освітньо-науковою програмою на третьому (доктор філософії) рівні вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво і цивільна інженерія».

Мета роботи – удосконалення конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку та оцінювання зміни напружено-деформованого стану (НДС) системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити шляхом геотехнічного моніторингу і моделювання методом скінченних елементів (МСЕ).

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні **задачі**:

- визначити й проаналізувати найбільш поширені причини наднормативних деформацій будівель на пальових фундаментах і відповідні складності конструктивно-технологічних рішень їх усунення;

- на характерному натурному об'єкті удосконалити й апробувати систему геотехнічного моніторингу і науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі й після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити: визначити фактичний технічний стан і параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; шляхом моніторингу визначити критичні значення додаткового розкриття існуючих і появу нових тріщин; провести контроль за існуючими і появою нових тріщин у стінах деформованої будівлі, а також геодезичні спостереження за деформаціями об'єкту до, в процесі й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку і стабілізації цих деформацій у часі й ін.;

- дослідити процеси самоущільнення насипних і наливних пісків у часі;

- удосконалити конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої залізобетонної плити;

- розробити просторову числову модель системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» для ітераційного моделювання (різні довжина паль і основа їх вістря; на момент здачі будівлі; після аварії на трубопроводі, яке викликало ефект «негативного тертя» за бічною поверхнею паль і часткове розмивання наливного піску) МСЕ, щоб урахувати фактичну жорсткість існуючих паль, що призвела до появи тріщин у стінових конструкціях будівлі;

- на базі розробленої моделі обґрунтувати конструкцію (жорсткість) і стадійність посилення пальового фундаменту ребристою монолітною плитою, основою якої є наливні самоущільнені піски, що при включенні в роботу перерозподілять НДС у складових системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром»;

визначити критичні значення додаткового розкриття існуючих і появу нових тріщин, що зменшить небезпеку технологічного процесу посилення пальових фундаментів; обґрунтувати надійність впровадженого рішення при подальшій експлуатації деформованої будівлі;

– впровадити результати досліджень для продовження терміну експлуатації деформованих будівель на пальових фундаментах.

Об'єкт дослідження – спільна робота системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити.

Предмет дослідження – зміна НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити.

Методи дослідження: стандартні польові й лабораторні методи визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів; нормативні методи обстеження технічного стану несучих будівельних конструкцій, їх основ і фундаментів; акустичний метод визначення довжини палі; методи будівельної механіки для визначення жорсткості елементів деформованої будівлі та її фундаментів; математичне моделювання з використанням МСЕ НДС системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі і після підведення під існуючі ростверки ребристої плити; методи математичної статистики для обробки результатів експериментів; тривалі геодезичні спостереження за деформаціями будівлі на пальовому фундаменті до, в процесі та після його посилення.

Наукова новизна отриманих результатів:

– удосконалено методику геотехнічного моніторингу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити, особливістю якої є обґрунтування

критичних величин додаткового розкриття існуючих і появи нових тріщин, що слід супроводжувати при моніторингу;

– розроблено методику уточнення жорсткості паль шляхом ітераційного моделювання МСЕ НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» за результатами геотехнічного моніторингу (порівняння НДС розробленої моделі і фактичного деформованої будівлі на момент її здачі, після аварії трубопроводу з урахуванням мінливості довжини паль);

– обґрунтовано й удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення пальового фундаменту поетапним підведенням під ростверки залізобетонних балок, які об'єднують поперечними балками, а зверху – монолітною плитою по попередньо ущільненій основі, що враховує фактичний деформований стан будівлі; ця конструкція змінює напружений стан основи, перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій паль і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт;

– отримано нові дослідні дані зміни властивостей насипних і наливних пісків з урахуванням чиннику часу, що дозволило використати їх в якості штучної основи удосконаленого конструктивно-технологічного рішення посиленого пальового фундаменту деформованої будівлі;

– отримано нові дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити (порівняння результатів геотехнічного моніторингу і моделювання МСЕ у процесі й після посилення фундаментів).

Практичне значення одержаних результатів:

– розроблене іноваційне конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити та відповідна методика оцінювання НДС системи «деформована будівля –

забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі й після підведення під ростверки ребристої залізобетонної плити доцільно застосовувати при реконструкції чи капітальному ремонті деформованих будівель на пальових фундаментах;

- на натурному об'єкті апробовано методику визначення фактичної жорсткості паль різної довжини, що спираються на різну основу, шляхом ітераційного моделювання НДС МСЕ системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» при досягненні в моделі напружень розтягу, що можуть викликати тріщини в стінах аналогічні отриманим при обстеженні будівлі;

- удосконалено й апробовано систему геомоніторингу й науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити, особливістю якого є обґрунтування максимально можливих значень додаткового розкриття існуючих і місця появи нових тріщин;

- захищено патентом на корисну модель конструкцію «Пенетрометру польового» для дослідження механічних параметрів ґрунтів і оперативного контролю якості ущільнення насипних і наливних масивів.

Результати дослідження впроваджені:

- у ДП НДІБК при складанні п. 10.4 і 10.5 ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд і п. 9.5 ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення;

- у ТОВ «ЕКФА» при складанні «Робочого проекту капітального ремонту (підсилення) будівельних конструкцій житлового будинку по вул. Героїв Дніпра, 27 в м. Горішні Плавні Полтавської області» (№37/2015), а також при реалізації цього проекту та відповідному геомоніторингу;

- у ТОВ «Альмагруп» при розробленні рекомендацій щодо подальшої безаварійної експлуатації багатоповерхової житлової будівлі по

вул. Станіславського, 6 в м. Полтава, зокрема, обґрунтуванні оптимального варіанту підсилення пальових фундаментів деформованої будівлі шляхом підведення ребристої монолітної плити;

– у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» при розробці держбюджетної роботи «Ресурсоекономні технології відновлення й реконструкції житлових, громадських і виробничих будівель та захисних споруд цивільної оборони» (номер державної реєстрації 0116U002567) і викладанні навчальних дисциплін «Використання методу скінчених елементів у геотехнічному проектуванні» та «Інноваційні рішення складних геотехнічних процесів» для підготовки докторів філософії (третій освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Особистий внесок здобувача. Найбільш істотні наукові результати дисертації отримано автором самостійно, зокрема:

– проаналізовано найбільш поширені причини наднормативних деформацій будівель на пальових фундаментах і відповідні складності конструктивно-технологічних рішень їх усунення; на натурному деформованому об'єкті на фундаментах із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку оцінено загальний технічний стан будівлі, визначено фактичні параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі [3];

– на характерному натурному об'єкті удосконалено та апробовано систему геомоніторингу і науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої плити: визначено фактичні параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; проведено геодезичні спостереження за деформаціями об'єкту до, в процесі й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку та стабілізації цих деформацій у часі; обґрунтовано максимально можливі величини розкриття існуючих і місця появи нових тріщин у стінах на натурному об'єкті, що можуть призвести до руйнування будівлі в цілому [5];

– отримано нові дослідні дані зміни властивостей пісків з урахуванням чиннику часу [7 – 10, 12 – 15], що дозволило їх використати в якості штучної основи для удосконаленого конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити [1, 4, 11, 16, 17];

– розроблено нову розрахункову схему системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити і виконано поетапне математичне моделювання з використанням МСЕ НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи складових цієї системи; отримано нові дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під ростверки ребристої плити [2, 6, 18];

– розроблено та захищено патентом на корисну модель нову конструкцію «Пенетрометру польового» для дослідження механічних властивостей ґрунтів і оперативного контролю якості ущільнення насипних і наливних масивів [19].

Апробація результатів дисертаційної роботи. Основні положення і результати дисертації доповідались й отримали підтримку на: Першій Міжнародній конференції «Проблеми геотехніки» (Київ, КНУБА, 2015); VIII Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, УДУЗТ, 2019); Третій Міжнародній азербайджансько-українській конференції “Building Innovations – 2020” (Полтава, НУПП, 2020); VII-ої Міжнародної науково-практичної конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (Дніпро, 2020); Міжнародній науково-технічній конференції «Енергоефективність на транспорті» (Харків, УДУЗТ, 2020); Міжнародній науково-технічній конференції «Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі» (Харків, ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2020); Шостій Всеукраїнській науково-

технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Полтава, НУПП, 2008); Дев'ятій Всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Дніпро, ДВНЗ ПДАБА, 2016); Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва» (Полтава, НУПП, 2014); 68 – 71-й наукових конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету (Полтава, 2016 – 2019 рр.).

Публікації. Матеріали дисертації викладено в 19 наукових роботах, у т. ч.: 1 монографії; 2 статтях у виданнях, включених до міжнародної наукометричної бази Scopus; 7 статтях у фахових виданнях; 1 патенті на корисну модель; 8 працях і тезах у збірниках за матеріалами конференцій.

Об'єм роботи. Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел і додатку. Її зміст викладено на 185 стор., з яких 115 стор. основного тексту, 17 стор. списку використаних літературних джерел з 155 назв (32 з них англійською мовою), 9 стор. додатків. Основна частина містить 62 рисунки та 3 таблиці.

Дисертант щиро вдячний своєму науковому керівнику, д.т.н., професору Ю.Л. Винникову, д.т.н., професору М.Л. Зоценку та к.т.н., доценту М.О. Харченку за корисні поради в ході роботи над дисертацією, а також к.т.н., директору ТОВ «ЕКФА» П.М. Омельченку за надану можливість практичного впровадження результатів роботи.

1 СУЧАСНИЙ СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1 Аналіз причин наднормативних деформацій будівель на пальових фундаментах

До групи деформованих споруд за класифікацією проф. П.О. Коновалова [49] відносять будівлі, що отримали за період їх будівництва й особливо експлуатації недопустимі осідання та деформації, які, однак, не заважають виконанню їх основних функцій, але обмежують можливість їх своєчасного посилення [49].

Ці абсолютні та відносні осідання основ фундаментів, крени та інші деформації будівель і споруд виникають внаслідок достатньо типових помилок, які за звичай об'єднують у чотири групи [44, 49, 66, 80, 96, 103, 125, 153], при:

- інженерно-геологічних вишукуваннях (недостатній об'єм польових і лабораторних робіт, неправильне визначення властивостей ґрунтів, пропуск шарів, прошарків, лінз слабого ґрунту в межах основи будівлі, некоректне оцінювання просторової неоднорідності ґрунтів масиву, неврахування річних і сезонних коливань рівня підземних вод, а також інших небезпечних інженерно-геологічних процесів і т. ін.) [44, 49, 80, 96, 101, 103, 125, 145, 153];

- неякісному проектуванні (зокрема, недоврахування специфічних властивостей ґрунтів у межах стислої товщі основи, не врахування фактичного розкиду значень фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, недооцінювання складу та характеру передачі навантажень на фундаменти та основи, складність форми і недостатня жорсткість будівлі, відмова чи зменшення нормативної кількості статичних випробувань паль на об'єкті, тощо) [44, 49, 80, 87, 94, 96, 101, 103, 125, 134, 143, 145, 150, 153, 155];

- порушенні правил виконання будівельних робіт (як-то, використання, так званих, «критичних технологій» порушення структури ґрунтів при циклічній зміні їх вологості, часткове проморожування ґрунтів основи, неякісне влаштування

піщаних і ґрунтових подушок, перебір ґрунту з котловану, занурення паль вище проектної позначки, недоущільнення ґрунту зворотних засипок у пазах котловану та ін.) [44, 49, 80, 96, 103, 125, 145, 153];

– порушенні правил експлуатації будівель і споруд (наприклад, тривалі та аварійні витіки з водонесучих комунікацій, необґрунтоване збільшення навантажень, будівельні роботи у безпосередній близькості до об'єкту за умов щільної місткої забудови, тощо) [49, 80, 103, 125].

Конструктивно-технологічні рішення посилення чи реконструкції кожного такого об'єкту є достатньо складною та актуальною задачею сучасної геотехніки, яке приймається за результатами дослідження [44, 49, 80, 103]:

– закономірностей зміни інженерно-геологічних умов (ІГУ) майданчику та НДС основи будівель чи НДС систем «основа – фундаменти будівлі» чи «основа – фундаменти – деформована надземна частина будівлі» [44, 49, 80, 103];

– конструктивних особливостей і умов експлуатації об'єктів [44, 49, 80, 103];

– характеру та причин деформацій будівель [44, 49, 80, 103];

– стійкості основ будівель, що експлуатуються, на момент їх реконструкції (відновлення) [44, 49, 80, 103].

Суттєвий внесок у дослідження різних аспектів посилення існуючих фундаментів деформованих будівель і зміцнення їх основ зробили І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, С.І. Головкин, А.Л. Готман, Б.І. Далматов, М.Л. Зоценко, В.О. Іллічов, Ю.І. Калюх, О.В. Кічаєва, Ю.О. Кірічек, С.М. Клепиков, П.О. Коновалов, М.В. Корнієнко, Р.А. Мангушев, В.М. Митинський, Н.С. Нікіфорова, А.І. Поліщук, О.В. Самородов, О.В. Савінов, В.Л. Седін, В.Г. Сімагін, Є.А. Сорочан, В.А. Титаренко, Р.О. Тімченко, Ю.Ф. Тугаєнко, В.М. Улицький, Я.Й. Червинський, Д.М. Шапіро, О.Г. Шашкін, В.Б. Швець, О.В. Школа, В.С. Шокарев, J.-L. Briaud, R. Frank, R. Katzenbach, J. Mechi та ін. [7, 8, 11 – 13, 16, 19, 20, 27, 29, 34, 41, 48, 49, 56, 59 – 61, 66, 80, 82, 93, 99, 102, 103, 110 – 113, 117 – 120, 125, 140, 141].

Різнноманітні питання взаємодії паль з навколишнім ґрунтовим масивом, а також НДС системи «основа – пальові фундаменти – надземна частина будівлі (споруди)» розв'язували геотехніки М.Ю. Абелєв, А.О. Бартоломей, Б.В. Бахолдін,

С.В. Біда, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, С.І. Головка, В.М. Голубков, М.Н. Гольдштейн, А.Л. Готман, Н.З. Готман, А.О. Григорян, М.С. Грутман, Б.І. Далматов, М.П. Дубровський, А.Ж. Жусупбеков, В.В. Знаменський, М.Л. Зоценко, В.О. Іллічов, Ю.О. Кірічек, С.М. Клепіков, М.В. Корнієнко, В.І. Крутов, М.Т. Кузло, С.Г. Кушнер, Ф.К. Лапшин, А.А. Луга, І.Я. Лучковський, І.В. Масвська, Р.А. Мангушев, І.В. Матвєєв, М.С. Метелюк, М.О. Метс, В.М. Митинський, А.С. Моргун, Р.М. Нарбут, Ю.І. Немчинов, М.І. Нікітенко, О.В. Новський, В.М. Парамонов, Є.М. Перлей, О.О. Петраков, О.В. Пілягін, Є.В. Платонов, А.І. Поліщук, А.Б. Пономарьов, О.А. Савицький, О.В. Самородов, В.О. Сахаров, В.Л. Сєдін, С.А. Слюсаренко, С.М. Сотников, Є.А. Сорочан, Л.М. Тімофєєва, О.М. Трофимчук, Ю.Г. Трофіменков, Ю.Ф. Тугаєнко, В.М. Улицький, В.Г. Федоровський, М.О. Харченко, Д.М. Шапіро, В.Г. Шаповал, В.Б. Швець, О.В. Школа, В.С. Шокарев, О.А. Шулят'єв, П.І. Яковлєв, Н. Brandl, J.-L. Briaud, M. Bustamante, B.A. Casagrande, M. England, W. Fleming, W. van Impe, R. Frank, R. Katzenbach, I. Kerisel, A. Kezdi, A. Manjriker, G. Meyergof, R. Peck, M. Randolph, L. Rees, H. Seed та ін. [1, 3 – 7, 10, 11, 21, 23 – 25, 27, 29, 33, 36 – 40, 42 – 45, 47, 52, 53, 55, 56, 60, 63, 65 – 67, 70, 76 – 79, 81, 87 – 90, 92, 94 – 97, 101, 105, 108, 112, 116, 121 – 123, 124, 125, 127 – 130, 133, 135, 136, 138 – 140, 142, 143, 145, 148 – 150, 152 – 155].

При цьому тривалі геодезичні спостереження за осіданнями основ будівель на пальових фундаментах [42, 44, 87, 94, 101, 145, 150, 155] показали, що як абсолютні, так і відносні стабілізовані значення осідань у переважній більшості випадків менші за їх розраховані та нормативні граничні величини. Відповідно в групу деформованих споруд будівлі на пальових фундаментах (фундаментах, які влаштовуються без виймання ґрунту [44]) попадають дещо рідше, ніж аналогічні об'єкти на фундаментах на природній основі (фундаментах, які влаштовують з вийманням ґрунту [44]). Причинами наднормативних абсолютних і відносних осідань основ пальових фундаментів будівель (і як наслідок цього виникнення та розвиток тріщин у конструкціях будівель та споруд), окрім вищевказаних, найчастіше виступають наступні чинники [7, 23, 44, 49, 80, 94, 96, 101, 103, 125, 145, 153, 155]:

– не виправдане застосування підвищуючих коригуючих коефіцієнтів m_k (так званий, коефіцієнт І.А. Агішева) на результати компресійних випробувань слабких (сильностисливых) ґрунтів (так тривалі (25 – 40 років) геодезичні спостереження за осіданнями будівель і споруд, виконані проф. С.М. Сотниковим, на слабких, а проф. М.Л. Зоценком і проф. Ю.Л. Винниковим – замоклих (деградованих) лесових ґрунтах, вказують, що для розрахунку осідань таких основ дані компресійних дослідів слід приймати без коригуючих коефіцієнтів [11, 42, 66, 44, 94, 135, 155]). Досить показовим, зокрема, є приклад [135] осідань зерносквищ після їх повного завантаження у с. Івківці під м. Прилуки Чернігівської області, коли внаслідок помилкового застосування проектувальником підвищуючих коефіцієнтів на дані компресійних випробувань лесованих супісків і суглинків вже за перший рік експлуатації зафіксовано розвиток осідань основ окремих зерносквищ майже у 2 рази більші за граничну величину осідання цього типу споруд $S_u = 15$ см [30];



Рис. 1.1. Заміри параметрів вирви осідання навколо зерносквища

– попадання нижніх кінців паль у шари (прошарки) слабого ґрунту (до речі, за цих умов стабілізація осідань може реалізовуватися понад 10 – 15 років експлуатації будівлі [27, 35, 44, 48, 94, 155]). Наочний приклад аварійного стану дев'ятиповерхового двухсекційного житлового будинку №7, 7а розміром в плані 45.2x13.0 м у житловому масиві «Мещерське озеро» (заплава р. Волга, м. Нижній

Новгород) через цю причину проаналізовано проф. П.О. Коноваловим та ін. [48]. В основі будівлі (рис. 1.2) безпосередньо під восьмиметровим шаром наливних пісків середньої крупності, середньої щільності і щільних (ІГЕ-1) залягали озерно-болотні відклади (суглинки з домішками рослинних решток, заторфовані ґрунти й торфи (ІГЕ-5) загальною товщиною 2.6 – 5.2 м), а нижче – алювіальні мілкі піски (ІГЕ-6). Фундаменти – забивні залізобетонні палі довжиною 12 м, перерізом 30х30 см, розташовані в один ряд (розрахункове навантаження на палю 300 кН), й об'єднані залізобетонним ростверком шириною 50 см і висотою 40 см з глибиною закладення підшви 1.3 м. Торцеві стіни будинків №7 і 7а в місці примикання розміщені на одному ростверку шириною 105 см розташуванням паль у 2 ряди.

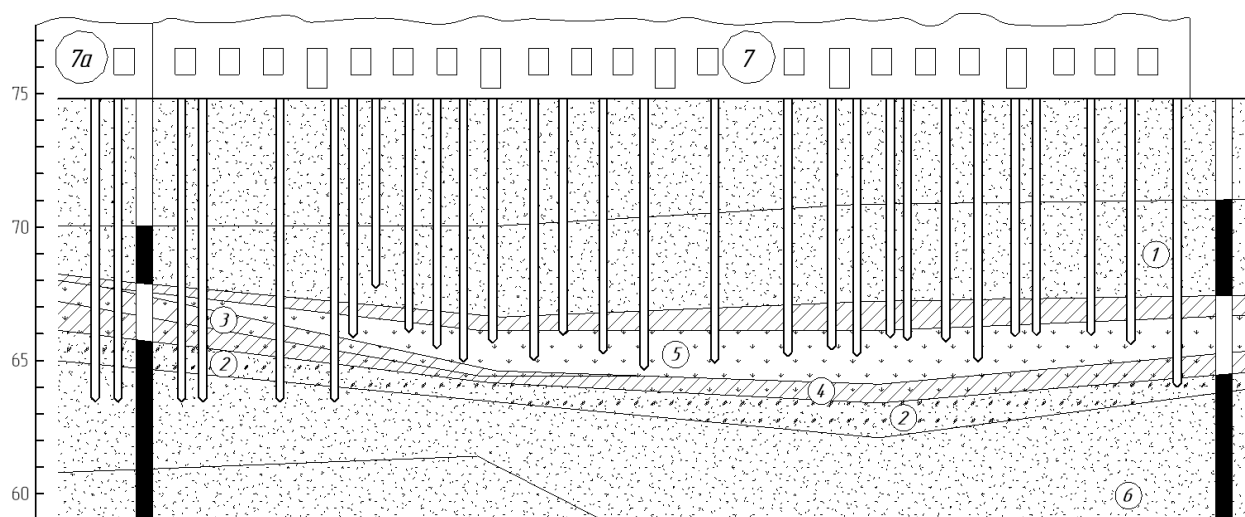


Рис. 1.2. Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика

Тривалі (5 років після завершення будівництва) геодезичні спостереження показали, що осідання основи палевих фундаментів будинку №7 досягли 75 см [48]. Зафіксовано у несучих панелях тріщини, перекіс ліфтової шахти, зміщення площадок сходових клітин, значні крени. Їх причина – неякісне занурення паль штанговим дизель-молотом з масою ударної частини 2.5 т. Зазвичай, їх занурення припиняли з досягненням практично нульового відказу (хоча й фіксували значні пружні вертикальні переміщення паль). Але при цьому недобив паль до проектної позначки досягав 5 м. Проф. П.О. Коновалов вказує на системний характер певного незначного недосягнення вістрями паль покрівлі сильностисливих, так

званих, похованих шарів біогенних ґрунтів (торфів, заторфованих ґрунтів, сапропелей). Після кожного наступного удару вістря палі переміщується разом із деяким об'ємом навколишнього ґрунту на величину пружної деформації слабкого шару, а потім повертається у вихідне положення. Енергія удару молоту при цьому поглинається пружною деформацією похованого біогенного ґрунту, і її не вистачає для подолання тертя за бічного поверхнею між палею та навколишнім шаром піщаного ґрунту. До речі, за аналогічних інженерно-геологічних умов палі доцільно занурювати в лідерні свердловини, пройдені до підшови слабкого шару, чи застосовувати вдавлювання. Крім того, слід використовувати не дизель-молот, а механічний чи пароповітряний з підвищеною масою ударної частини.

Встановлено [48], що: лише у 32% від загальної кількості паль вістря було занурено в несучий шар (ІГЕ-6 – пісок мілкий на рис. 1.2); у 20% воно знаходилося на покрівлі несучого шару чи не доходило до нього на 0.2 – 1.0 м; у 22% – вістря не доходило до несучого шару на 1 – 2 м; у 26% – більш, ніж на 2 м. Тобто, у 68% паль вістря розташовувалось у торфі чи заторфованих ґрунтах. Інші 32% паль, занурених відповідно проекту, припадали на торцеві ділянки будівлі. Навантаження, що припадало на більшість паль, передавалось через наміваний пісок або безпосередньо на біогенні ґрунти, ущільнення яких і викликало крім наднормативних осідань будівлі (у 7.5 раз) ще й аналогічний крен (у 2 рази) і відносну нерівномірність осідань (у 8.2 рази). Встановлено [48] пряму залежність епюри осідань пальної основи будівлі з потужністю шару торфу й положенням недобитих паль. Такі нерівномірні осідання пальових фундаментів призвели до розкриття шва між будинками №7 і 7а з 2 см на рівні полу першого поверху до 22 см на рівні покрівлі, прогину будівельних конструкцій, що впливає на міцність зварних вузлів і стінових панелей, у яких фіксували найбільше розкриття тріщин.

В окремих осях будівлі розвиток осідань основ пальових фундаментів не стабілізувався і через 5 років після завершення будівництва. Була зроблена спроба додавлювання домкратами паль до проектної позначки, та навіть при зусиллі 1000 кН не вдавалось подолати тертя піску за бічною поверхнею паль, а подальше збільшення зусилля на палю призводило до руйнування її голови. Таким чином,

через те, що роботи з підсилення пальових фундаментів не дали результатів і, враховуючи аварійний стан будинку, його прийшлося розібрати [48].

Слід також відзначити, що величини осідань дев'ятиповерхових житлових будинків на пальових фундаментах виявились в 1.7 – 3.3 разів більшими, ніж таких же будівель, але на стрічкових фундаментах, що влаштовувались з виїманням ґрунту, за схожих інженерно-геологічних умов;

– вістря паль вище від проектної позначки, що часто призводить до зниження їх фактичної несучої здатності й підвищення деформативності основи порівняно з проектом; тоді характерною задачею геотехнічного моніторингу стає ще й визначення дійсної глибини занурення паль і наявність у них дефектів [13, 15, 48, 49]. Достатньо поширена геотехнічна ситуація описана В.Г. Галицьким і Ю.О. Чіненковим [15]. Спортивна школа на Карантинному острові в м. Херсон зведена на заплавній терасі дельтової частини долини Дніпра. Поверхню ділянки сплановано шаром (ІГЕ-1) піску намівного, мілкого та пилюватого потужністю до 3 м. Під ним залягає ІГЕ-2 (пісок алювіально-лиманний, з домішками рослинних решток) товщиною 1.2 – 4.5 м, нижче ІГЕ-3 (супісок текучий, слабозаторфований) потужністю 1.7 – 4.2 м, під яким ІГЕ-4 (мул у текучому стані) товщиною 6.4 – 13.6 м, а ще нижче (з глибини близько 19 – 20 м) – ІГЕ-5 (пісок мілкий, щільний). Супісок текучий і мул мають модуль деформації відповідно $E = 2.4$ та 1.2 МПа. Рівень підземних вод – 0.3 – 0.4 м від земної поверхні.

Будівля (1 – 4 поверхи), в плані 60х66.7 м, має складну конфігурацію. Проектом передбачались забивні палі перерізом 0.4х0.4 м довжиною 24 – 25 м (з 2 ланок), що об'єднувались стрічковими ростверками. Потім в проект внесли зміни: прийняли палі перерізом 0.35х0.35 довжиною 19 – 22 м. Тому фактично вістря паль були занурені не до проектної позначки, а лише до 19 – 22 м, коли фіксувався розрахунковий відказ паль при забиванні, тобто їх вістря лише спирались на покрівлю ІГЕ-5, але не заглиблені в нього. Статичні випробування ґрунту палями не проводили. В результаті несуча здатність паль виявилась меншою за проектне навантаження на них, а помітні деформації будівлі почались відразу після її здачі в експлуатацію. Через те, що геодезичні спостереження за

будівлею в період її зведення не проводили, їх осідання орієнтовно оцінили за прогинами вимощень до 200 мм. За 6 років експлуатації будівлі осідання основ паливових фундаментів не стабілізувались (у т. ч. за рахунок розвитку негативного тертя за бічною поверхнею палі від подальшого ущільнення мулу).

Тому було розроблено проект посилення фундаментів будівлі вдавлюванням (з максимальним зусиллям 500 кН) з обох боків від ростверку металевих палі діаметром 152 і 168 мм, довжиною близько 30 м (тобто заглиблених на 8 – 9 м в ПГЕ-5), секціями довжиною 0.7 м, з об'єднанням палі у ростверки. Однак через високу вартість робіт від реалізації цього проекту відмовились. Було підвищено загальну жорсткість будівлі посиленням несучих стін, ригелів у переходах і т. ін.;

– завищення несучої здатності палі (найчастіше в піщаних основах) внаслідок недотримання оптимального часу їх «відпочинку» після занурення чи помилкове інтерпретування графіків «навантаження на палю – її осідання» [11, 13, 38, 44, 67, 71, 101]. Цей чинник часто пов'язаний саме з недобиванням палі до проектної позначки у пісках. Під «відпочинком» розуміють період з моменту влаштування палі, який характеризується зміною її несучої здатності. Досвід показує, що опір палі у пісках мілких і пилюватих з часом зменшується, в глинистих ґрунтах – зростає, а в пісках крупних залишається незмінним. У пісках мілких і пилюватих при забиванні палі різко зростає їх опір занурюванню, аж до повної їх зупинки (утворюється, так звана, «піщана пробка»). Цей опір створює помилковий відказ. Через 3 – 6 діб при повторному забиванні виявляється суттєве збільшення відказу порівняно з величиною в кінці забивання палі до «відпочинку». Тому не врахування помилкового відказу іноді призводить до серйозних ускладнень при будівництві та експлуатації споруд [27, 33, 38, 44, 66, 90].

Зокрема, це стало причиною розвитку нерівномірних деформацій і розкриття тріщин у несучих стінах верхніх поверхів в процесі експлуатації 14-ти поверхового житлового будинку на забивних призматичних палях, об'єднаних стрічковим ростверком, поблизу річкового порту в Кременчуці, що описано Ю.Л. Винниковим [13]. На об'єкті не було виконано повторне забивання близько

20 паль після отримання їх помилкового відказу, в результаті чого вістря паль не дійшли до проектної позначки, а їх несуча здатність виявилась не достатньою;

– надміру близьке розміщення паль у плані, що при їх зануренні викликає «виштовхування» вгору вже занурених, а за будівельного навантаження до них споруда отримує відповідні осідання [44, 150]. За проф. М.Л. Зоценком фундаменти (палі), які виготовляють без виймання ґрунту, мають спільну ознаку – формування при їх виготовленні, так званої, «зони впливу» в навколишньому ґрунті. Ця зона при завантаженні палі спільно працює з нею й визначає міцність і деформативність системи «основа – споруда». Властивості зони з часом змінюються, а її межі визначають кількісні параметри взаємодії сусідніх паль. М.Л. Зоценко отримав залежність діаметру поперечного перерізу зони впливу від кута внутрішнього тертя ґрунту і діаметру поперечного перерізу палі [44, 150]. Щоб уникнути впливу між сусідніми палями, їх осі слід розташовувати на відстані більшій за діаметр «зони впливу». М.Л. Зоценко наводить приклад [44, 150] недотримання цієї вимоги при зведенні семиповерхової поліклініки в м. Бердянську. З земної поверхні до 2.6 м має місце пісок крупний і середньої крупності, що підстилає потужний шар сильностисливого мулу з модулем деформації $E = 4$ МПа. Для фундаментів використано пірамідальні палі СП-25-0.8-0.1 довжиною 2.5 м, повністю занурені в пісок. Палі розміщено в ряд з відстанню між осями 160 см (еквівалентно двум діаметрам поперечного перерізу). За проектом навантаження від стін передається на основу через зону ущільнення паль з безпечним тиском на мул, а осідання будівлі не перевищує нормативне. Статичні випробування основи палями підтвердили проектне рішення [44, 150].

Після влаштування стрічкового монолітного залізобетонного ростверку була зафіксована його позначка за периметром будівлі, а наступний раз її виміряли при здачі споруди в експлуатацію. Отримано рівномірне осідання будівлі $S = 11$ см. Постало питання: «Чи не сідає будівля в мул?». З аналізу проектної та виконавчої документації встановлено, що через те, що відстані між осями сусідніх паль були менші за їх «зону впливу» (тобто, зони перетинались), при зануренні паль ґрунт випирався, а палі піднялись на 6 – 8 см. Отже, на момент улаштування ростверку

піднятими були всі палі, а надалі під навантаженням від будівлі вони опустились на проектну позначку [44]. Дальші спостереження показали стабілізацію осідань основи в процесі експлуатації будівлі, яка, й досі нормально використовується;

– нерівномірне завантаження палей у складі ростверку [3, 7], що може призвести до нерівномірних осідань пальної основи будівель та споруд і як наслідок утворення в несучих конструкціях тріщин;

– неврахування при проектуванні впливу завантаження сусідніх площ за умов щільної міської забудови [3, 49, 61, 93, 135]. Так класичним прикладом став розвиток наднормативних осідань основ двох існуючих п'ятиповерхових житлових будинків внаслідок зведення та наступної експлуатації між ними дома-вставки в Києві, на розі проспектів Перемоги і Повітрофлотського (рис. 1.3) [135].



а



б

Рис. 1.3. Тріщини в житловому будинку на пальному фундаменті (зліва) внаслідок завантаження сусідньої площі будівлею-вставкою на плиті

Грунтовий масив складено водонасиченими сильностисливими відкладами річки Либідь. Ліва п'ятиповерхівка (див. рис. 1.3, а), зведена на забивних призматичних палях, що об'єднані стрічковими залізобетонними ростверками, нормально експлуатувалась до забудови сусідньої до неї площі домом-вставкою на плитному фундаменті. Через значну стислу товщу під підшвою такого фундаменту було донавантажено близькорозташовані до будівлі-вставки палі п'ятиповерхівки.

Це й стало причиною додаткових (нерівномірних) осідань їх основ, і як наслідок утворення тріщин у несучих стінах лівої п'ятиповерхівки (див. рис. 1.3, б);

– деформації існуючих будівель і споруд при забиванні поблизу них паль і шпунту, розробці котлованів і т. ін., так звані, технологічні осідання [61, 93, 103].

Таким чином, найбільш характерними причинами наднормативних осідань основ будівель і споруд є помилки при інженерно-геологічних вишукуваннях, неякісне проектування, порушення правил ведення будівельних робіт, порушення правил їх експлуатації, а стосовно будівель на палевих фундаментах найчастіше також виступають: застосування підвищуючих коефіцієнтів на дані компресійних випробувань сильностисливих ґрунтів; попадання нижніх кінців паль у шари слабкого ґрунту; занурення паль вище від проектної позначки; завищення несучої здатності паль через недотримання оптимального часу їх «відпочинку» після занурення чи помилкова інтерпретація графіків «навантаження – осідання палі»; надміру близьке розміщення паль у плані; нерівномірне завантаження паль у складі ростверку; неврахування при проектуванні впливу завантаження сусідніх площ за умов щільної міської забудови, деформації існуючих будівель і споруд при забиванні поблизу них паль і шпунту, розробці котлованів і т. ін.

1.2 Складності конструктивно-технологічних рішень посилення пальових фундаментів

На обґрунтування конструктивно-технологічних рішень посилення пальових фундаментів деформованих будівель і споруд крім проаналізованих вище причин наднормативних деформацій їх основ також суттєво впливають [11, 23, 27 – 29, 33, 34, 41, 44, 49, 52, 57, 59, 61, 66, 69, 80, 93, 96, 101, 103, 118 – 120, 125, 142] повнота й достовірність інформації про фактичні параметри паль, відстань між їх вістрями та покрівлею «надійного» шару ґрунту, характеристики ґрунту несучого шару ростверку, особливості конструктивного рішення будівлі, наявність підвалу, і т. ін. Слід зразу відзначити, що варіантів конструктивно-технологічних рішень посилення пальових фундаментів (рис. 1.4) чи зміцнення їх основ значно менше, ніж для посилення фундаментів, які влаштовані з вийманням ґрунту. За класифікацією проф. А.І. Поліщука [80, 96] способи посилення фундаментів, у т. ч. й пальових, поділяють на три напрямки:

- 1) відновлення несучої здатності фундаментів;
- 2) збільшення несучої здатності фундаментів (у цьому напрямку виділено три групи: 2.1 – збільшення несучої здатності фундаментів без зміни схеми їх роботи; 2.2 – збільшення несучої здатності фундаментів зі зміною схеми їх роботи; 2.3 – збільшення несучої здатності фундаментів зі зміною НДС їх чи ґрунтів основи);
- 3) розвантаження конструкцій фундаментів.

До першого напрямку, наприклад, досить характерним є спосіб підсилення оголовків паль і їх сполучення з ростверком (пошкоджень і порушень у процесі проведення робіт, руйнування бетону й арматури при експлуатації і т. ін.). Таке конструктивно-технологічне рішення за звичай реалізують улаштуванням залізобетонної «сорочки-обойми» (рис. 1.4 а) [66]. Параметри «сорочки» й армування приймають конструктивно, а самі роботи виконують захватками. Цей спосіб, однак, напряму не впливає на збільшення несучої здатності існуючих фундаментів і зниження деформативності їх основ.

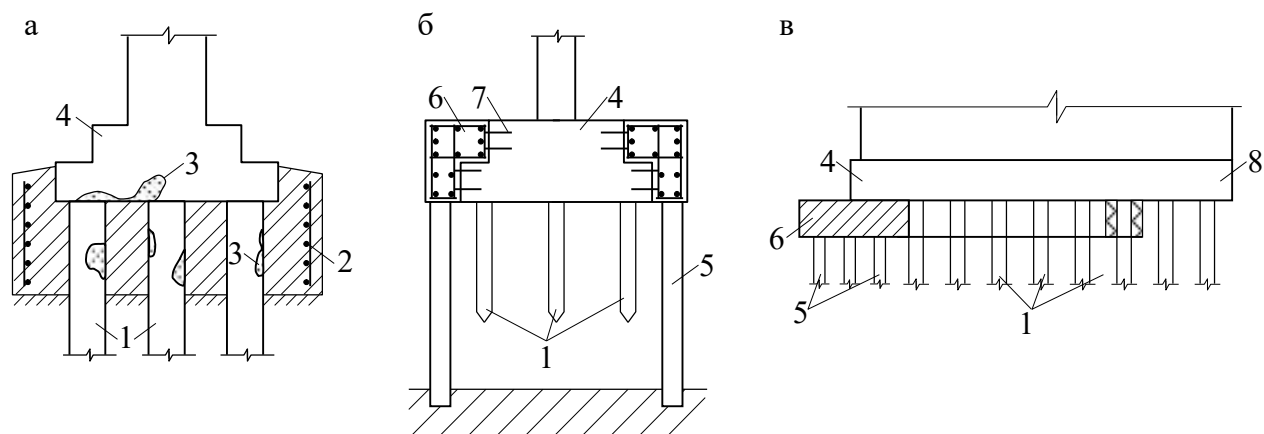


Рис. 1.4. Підсилення пальових фундаментів: а – омонолічування оголовків; б – влаштування виносних паль; в – підведення додаткових паль; 1 – існуючі палі; 2 – обойма; 3 – пошкодження; 4 – ростверк; 5 – виносна паля; 6 – новий ростверк; 7 – зв'язки ростверків; 8 – ростверк, де вирублено палі

До другого напрямку, група 2.1, можна віднести спосіб зміцнення ґрунтів через труби-ін'єктори (цементация, силікатизация і т. ін.) чи вертикальними та нахиленими ґрунтоцементними елементами, створеними за струменевою (jet grouting) або бурозмішувальною технологіями, а також ущільнення основ за аналогічними схемами (шляхом гвинтового продавлювання свердловин чи з використанням пневмопробійника) навколо бічної поверхні та під нижнім кінцем паль [41, 44, 49, 61, 66, 80, 96, 118, 135] або під подошвою ростверку [19]. При високій технологічності, а із застосуванням ґрунтоцементного варіанту – ще й універсальності, ці способи, однак, доволі дорогі та вимагають відповідного спеціального обладнання.

До цього ж напрямку та цієї ж групи належить і достатньо апробований метод додавлювання паль до міцного ґрунту (наприклад, у геотехнічній ситуації, коли вістря паль опинились у шарі (прошарку, лінзі) слабкого ґрунту) [49, 93, 96]. Роботи ведуть з шурфів, відритих, відритих зазвичай на 1.2 м нижче подошви ростверку поруч і безпосередньо під ним. Голову палі на рівні 0.15 – 0.2 м від дна шурфу підрубують і замість неї встановлюють металевий наголовник, до якого приварюють першу секцію сталеві труби частіше діаметром 325 мм і довжиною 500 мм. Для передачі тиску від домкрату на ростверк до нього прикріплюють

піддомкратну сталеву балку, а на голову першої секції укладають розподільну сталеву плиту. Додавлювання паль домкратами вантажопідйомністю 2000 кН ведуть на глибину 200 – 300 мм. Наступні секції нарощують зварюванням. Після завершення додавлювання палі з використанням парних стояків зі швеллерів перекріплюють на ростверк. Порожнини всіх труб заповнюють бетоном. Цей метод у 1993 р. було, зокрема, застосовано проф. Л.М. Фомицею в м. Суми.

У цілому при достатньо високій надійності результатів застосування методу додавлювання паль до міцного ґрунту він, однак, потребує великих обсягів ручної праці для відривання шурфів у стиснених умовах підвалів, а також штучної вентиляції при виконанні там же зварних робіт.

Частіше підсилення пальових фундаментів виконують зануренням (улаштуванням) додаткових паль поза контуром (так звані, виносні палі). За класифікацією А.І. Поліщука – це другий напрямок, група 2.2. Навантаження на такі виносні палі можливо передати за допомогою спеціальних опорних горизонтальних балок, що пропускають крізь ростверк чи стіну будівлі, а також після улаштування нового ростверку (рис. 1.4 б) [66, 118]. За конкретних умов це підсилення можна виконати і з використанням буроін'єкційних, буронабивних, вдавлюваних складених і набивних паль, влаштованих за різними конструктивно-технологічними рішеннями. Способи посилення цієї групи технологічно близькі до методів «пересаджування на палі» фундаментів, влаштованих з вийманням ґрунту [49, 66, 80, 96, 103, 118]. Переваги та недоліки способу збільшення несучої здатності пальових фундаментів улаштуванням виносних паль аналогічні методу додавлювання паль до міцного ґрунту.

Підсилення пальових фундаментів виносними палями роблять і для призупинення крену будівлі (за А.І. Поліщуком – група 2.3). Для включення в роботу виносних паль в існуючих палях під ростверком вирубують верхню частину стовбура (рис. 1.4 в) [66]. Розвантаження пальових фундаментів (третій напрямок) поки практичної апробації не набули.

З іншого боку, при посиленні фундаментів, влаштованих з вийманням ґрунту, деформованих будівель і споруд вже маємо практичний досвід збільшення

несучої здатності фундаментів зі зміною НДС їх чи ґрунтів основи (група 2.3) за менш трудомісткими й більш швидкими рішеннями, зокрема перебудову стрічкових фундаментів у плитні, а окремих стовпчастих – у стрічкові [49, 80, 96].

При цьому важливим моментом збільшення несучої здатності фундаментів є забезпечення їх спільної роботи з основою [96]. Досягається це безперешкодним включенням в спільну роботу з ґрунтом елементів посилення фундаментів, наприклад, за рахунок попереднього обтиснення ґрунту чи штучної щебеневної підготовки трамбуванням за площею наступного улаштування плити посилення.

З досвіду проф. П.О. Коновалова (рис. 1.5) [49] перебудова стрічкових фундаментів у ребристу плиту надто актуальна для будівель і споруд, які в період будівництва чи експлуатації зазнали значних, а іноді й близьких до граничних нерівномірних деформацій (найчастіше через неоднорідність ґрунтового масиву). Товщина плити складає не менше 200 – 250 мм, переріз її другорядних балок 300х400 мм, а головних – 500х1000 мм; крок другорядних балок – близько 2500 мм; глибина замуровування плити в існуючі стіни – 300 – 400 мм. Пливу доцільно влаштовувати не на рівні підшви фундаментів будівлі, а вище її на 750 – 800 мм.

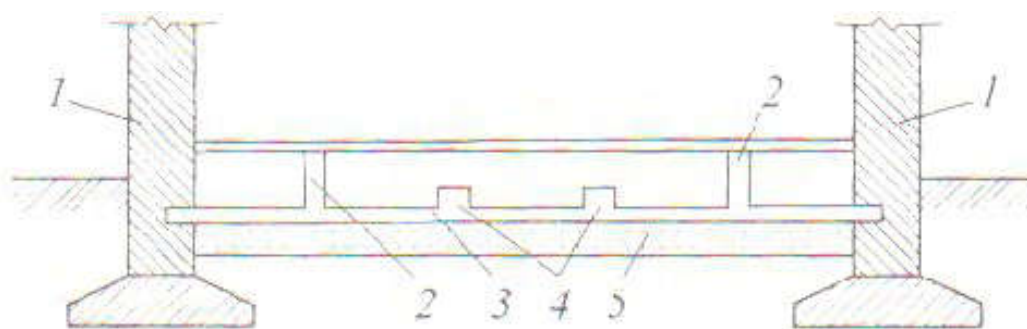


Рис. 1.5. Перебудова стрічкових фундаментів, влаштованих з вийманням ґрунту, в ребристу плиту (за проф. П.О. Коноваловим [49]): 1 – існуючий стрічковий фундамент; 2 – прогони фундаментної плити; 3 – ребриста залізобетонна фундаментна плита; 4 – ребра жорсткості; 5 – цементно-піщана маса

За розрахунками плиту армують у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Для балок посилення визначають за фізичною схемою навантаження балки, шарнірно обпертої на двох опорах, а матеріал стін у місцях замуровування плити перевіряють на місцеве зминання. Роботи виконують захватками по 3 – 4 м, які

чередують так, щоб штраби в існуючому фундаменті пробивали не раніш, ніж через 3 доби після бетонування сусідніх попередніх захваток, а робоча арматура в плиті розміщена у верхній зоні (тому при бетонуванні та ущільненні бетону слід надійно фіксувати робочі сітки). Крім того, необхідно ретельно заповнити бетоном штраби та гнізда, вибрані в існуючому фундаменті.

Ще один варіант збільшення несучої здатності існуючих фундаментів деформованої будівлі шляхом перебудови стрічкових фундаментів, влаштованих з вийманням ґрунту, в плитний (за проф. А.І. Поліщуком [80, 96]) подано на рис. 1.6. У ньому для забезпечення спільної роботи плита посилення частково заводиться під підшву існуючого фундаменту.

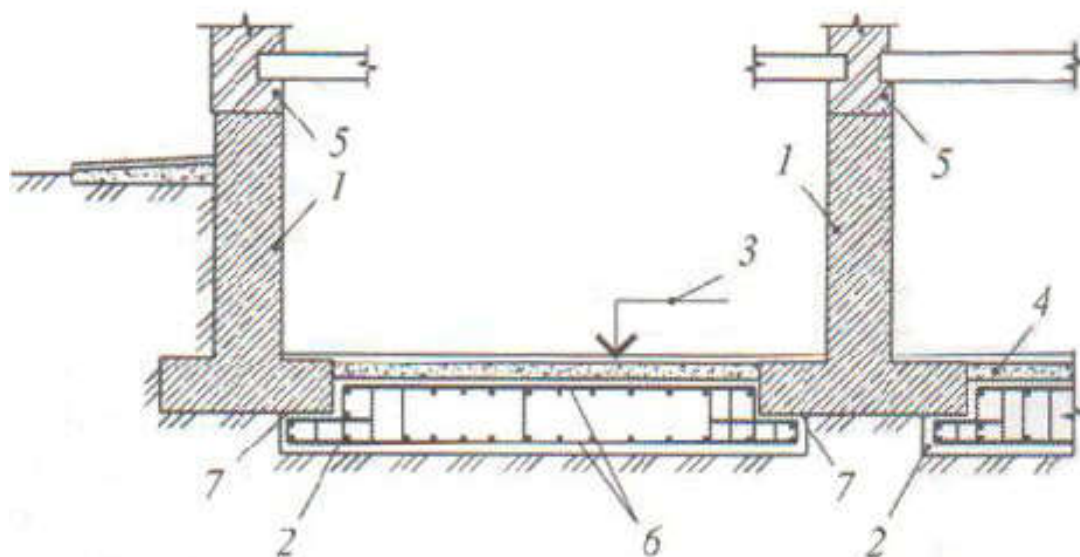


Рис. 1.6. Перебудова стрічкових фундаментів, влаштованих з вийманням ґрунту, в плитний (за проф. А.І. Поліщуком [80, 96]): 1 – існуючий стрічковий фундамент; 2 – суцільна залізобетонна плита; 3 – позначка поверхні полу підвалу; 4 – ущільнений крупний пісок; 5 – цегляна стіна; 6 – робоча арматура плити посилення; 7 – поверхня фундаменту, підготовлена до бетонування

Отже, конструктивно-технологічні рішення збільшення несучої здатності пальових фундаментів деформованих будівель і споруд додавлюванням паль до міцного ґрунту та улаштуванням виносних паль при достатньо високій надійності результатів їх застосування мають дуже високу ручну трудомісткість і вимагають тривалого періоду виконання робіт. До того ж всі перелічені вище методи не

враховують фактичного технічного стану деформованої будівлі, що у разі аварійного технічного стану унеможливають їх використання, чи потребуватимуть додаткових наукових обґрунтувань. Тому доцільно удосконалювати ефективні для умов значних нерівномірних деформацій будівель, а одночасно менш трудомісткі та більш швидкі рішення збільшення несучої здатності пальових фундаментів зі зміною НДС їх чи ґрунтів основи, особливо для деформованих будівель, що знаходяться у аварійному технічному стані, наприклад посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити.

1.3 Недоліки геотехнічного моніторингу посилення будівель і споруд на пальових фундаментах

Тривалі геодзичні спостереження за осіданнями будинків і споруд, у т. ч. на пальових фундаментах, показали [18, 29, 31, 34, 49, 61, 69, 80, 85, 93, 96, 155], що:

- їх нерівномірність переважно виникає ще під час будівництва (в силу причин, проаналізованих у п. 1.1); при цьому, чим більше абсолютне осідання основи, тим більша й відносна нерівномірність осідань, крен і т. ін.;

- фактичні осідання найчастіше складають близько 30% від розрахованих і рідше до 80%, але у слабких водонасичених ґрунтах стабілізовані осідання часто перевищують не лише розраховані величини, але й граничні нормативні значення; до того ж за таких умов, чим швидше зводиться споруда, тим більші деформації;

- величини осідань основ від навантажень і час їх стабілізації залежать від виду та стану ґрунтів, інтенсивності передачі тиску на основу; деформації пісків і твердих глинистих ґрунтів практично стабілізується в перший же рік після здачі об'єкта в експлуатацію, а деформації текучих глинистих ґрунтів тривають десятиріччями, тому для цих основ достатньо коректно приймати частку осідання за період зведення споруди за 50% від стабілізованого (повного) осідання;

– осідання в будівельний період викликаються зростанням тиску на ґрунт; при цьому зі збільшенням його інтенсивності відсоток осідання від кінцевого значення деформації зменшується (щоправда, останнє узагальнення не завжди виконується для слабких ґрунтів [8, 64]).

Нажаль, такі інформативні дослідження досить рідкі. Тому для реконструкції будівель обов'язково повинен виконуватися геотехнічний моніторинг (або геомоніторинг) – «система спостережень і контролю з використанням інструментальних вимірювань, яка виконується за спеціальною програмою з метою виявлення НДС основ фундаментів і несучих конструкцій існуючих будівель» [29, 31, 32, 34, 49, 96, 154].

Після виникнення та розриву тріщин у несучих конструкціях слід виконувати комплекс досліджень для виявлення причин появи і розвитку деформацій у конструкціях будівлі.

За даними проф. Р.О. Мангушева, проф. В.О. Іллічова та проф. Г.Г. Болдирєва [96] і проф. R. Katzenbach [139] об'єм і склад робіт з геотехнічного моніторингу залежить від складності об'єкту й визначається відповідною програмою робіт.

Програма включає в себе предмет моніторингу (за якими об'єктами та якими методами ведуть спостереження), періодичність і терміни спостережень, форма представлення матеріалів моніторингу, можливі заходи за несприятливих впливів [96].

Зазвичай, у зону дії моніторингу попадають об'єкти на відстані до 30 м. Серед основних методів моніторингу [49, 96], зокрема, доцільно виділити:

- спостереження за розкриттям тріщин в існуючих будівлях;
- спостереження за вертикальними та горизонтальними деформаціями існуючих будівель і споруд;
- визначення змін НДС у ґрунтовому масиві та конструкціях будівель і споруд (по суті, предмету досліджень даної дисертації – це зміни НДС у системі «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром»);
- контроль за зміною рівня підземних вод;

- контроль за якістю улаштування паль;
- контроль за якістю зведення монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій (зокрема, й ростверків);
- контроль за якістю земляних робіт (технології відкопування котловану та кріплення його стінок, водозниження, улаштування штучних основ, зворотної засипки та ін.);
- технічний контроль за станом конструкцій, що зводяться і т. ін.

Проведення геомоніторингу звичайно поділяють на три етапи [96]:

- підготовчий (планування зони моніторингу (будівлі, окремі конструкції, що підлягають до постійних спостережень), встановлення обладнання для регулярних спостережень, маячків і датчиків на існуючих тріщинах (з датою встановлення), створення геодезичної мережі (репери, стінові марки) [85], знімання «нульових» відліків і т. ін.);
- робочий (період регулярних спостережень за об'єктами (геодезичні спостереження, зняття показників датчиків), оцінювання якості будівельних робіт і коригування конструктивно-технологічних заходів);
- післябудівельний (продовження спостережень за об'єктами (будівлями, конструкціями), що отримали найбільш небезпечні деформації; тривалість цього етапу залежить від стану об'єктів моніторингу та його мети, але не менше 1 року).

Слід також відзначити, що результати оцінювання технічного стану будівель і споруд (несучих будівельних конструкцій, їх основ і фундаментів) [69] на базі їх обстеження і перевірочних розрахунків суттєво впливають на вибір оптимального конструктивно-технологічного рішення посилення конструкцій та фундаментів деформованих будівель шляхом призначення граничних величин додаткових осідань та їх нерівномірності при реконструкції (посиленні) кожного конкретного об'єкту (більш докладно це питання розглянуто в п. 1.4).

Щодо особливостей геомоніторингу саме об'єктів з системою «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», то одним з його найбільш вразливих місць є складність достовірного визначення параметрів основ і фундаментів,

зокрема, фактичної довжини та жорсткості паль, а для проведення подальших перевірочних розрахунків – складність складання розрахункової схеми системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після реконструкції (підсилення) для достовірного оцінювання особливостей спільної роботи складових цієї системи.

Ряд прикладів геотехнічного моніторингу за посиленням (реконструкцією) деформованих будівель і споруд [44, 49, 80, 93, 96, 101, 103, 119, 154] демонструє широкі можливості використання отриманих даних спостережень та вимірів за керуванням безпечного проведення робіт і якістю (надійністю) їх практичних результатів. Тому є сенс удосконалювати не просто геомоніторинг (як пасивний збір технічних даних спостережень і вимірів у процесі реконструкції), а науково-технічний супровід [12, 29, 96, 103]. Останній передбачає обробку й активне використання отриманої за час геомоніторингу інформації при прийнятті оперативних рішень, які сприяють безпечному та якісному веденню робіт [29, 96].

Таким чином, у практиці реконструкції будівель, у т.ч. посиленні їх основ і фундаментів, маємо певну загальну систему геомоніторингу й науково-технічного супроводу, закріплену державними будівельними нормами, але для об'єктів з системою «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» одним з найбільш вразливих місць поки є складність достовірного визначення параметрів основ і фундаментів, зокрема, фактичної довжини і жорсткості паль, а для подальших розрахунків – складність складання розрахункової схеми цієї системи до та після підсилення для достовірного оцінювання особливостей спільної роботи її складових. Крім того потребує розроблення методика обґрунтування максимально допустимих додаткових значень розкриття існуючих тріщин і можливі місця появи нових, які можуть призвести до руйнування будівлі, у залежності від фактичного її технічного стану та прийнятого конструктивно-технологічного рішення підсилення пальових фундаментів.

1.4 Проблеми оцінювання НДС системи «деформована будівля – пальовий фундамент – ґрунтова основа»

За проф. Б.І. Далматовим у загальному випадку осідання основи фундаменту будівлі (як і всієї системи «будівля – пальовий фундамент – ґрунтова основа» в цілому) є сумою п'яти компонентів [27]: $S_{уц}$ – осідання ущільнення, що розвивається за рахунок ущільнення ґрунтів природної структури основи фундаменту (паль, ростверку) внаслідок напружень, викликаних навантаженнями від споруди; $S_{розуц}$ – осідання, пов'язане зі зменшенням щільності верхніх шарів ґрунту, що залягають безпосередньо нижче дна котловану, внаслідок зменшення в них напружень при його розробці та зніманні гідростатичного тиску; $S_{вин}$ – осідання випирання, зумовлене розвитком зон пластичних деформацій під фундаментом (палями) і видавлюванням ґрунту з-під нього в боки й вгору; $S_{розстр}$ – осідання розструктурювання, що розвивається внаслідок зростання стисливості ґрунтів основи при порушенні їх природної структури під час виконання робіт; $S_{експл}$ – осідання, викликане змінами напруженого стану чи деформативності ґрунтової основи під час експлуатації будівлі [27, 53, 103, 134]:

$$S = S_{уц} + S_{розуц} + S_{вин} + S_{розстр} + S_{експл} . \quad (1.1)$$

Звичайно, достовірно урахувати вплив кожної з перелічених компонент, крім першої, на величину деформацій основ пальових фундаментів будівель, особливо методами класичної механіки ґрунтів, або складно, або це потребує трудомістких і тривалих польових та лабораторних досліджень ґрунтів на конкретних майданчиках [6, 12, 49]. Так проф. Ю.Л. Винников, проф. М. Наїїєв й ін. [134], проаналізувавши сучасні підходи (наприклад, урахування структурної міцності, деформативної анізотропії за ортотропної моделі, зміни модуля деформації в усьому діапазоні тиску й за глибиною масиву, переходу від компресійного до штампового модуля деформації, масштабного чиннику, введення показників стисливості ґрунту та ін.) В.О. Барвашова, І.П. Бойка, Г.Г. Болдирєва, В.П. Диби,

М.В. Корнієнка, В.В. Лушнікова, Л.В. Нуждіна, Я.А. Пронозіна, О.В. Самородова, В.О. Сахарова, Є.Г. Скібіна, Ю.Ф. Тугаєнка, Є.С. Утьонова, J.-L. Briaud, F.C. Bungenstab й ін. [7, 11, 87, 102, 125] щодо удосконалення аналітичних методів розрахунку осідань основ будівель, встановили, що більшість з них мають свої певні області раціонального застосування стосовно ґрунтових умов, обладнання з визначення стисливості ґрунтів, видів і розмірів фундаментів чи основ, задач проектування і не носять комплексного характеру.

Головні причини появи і розвитку нерівномірних осідань ущільнення – це неоднорідність масиву за глибиною та площею й напруженого стану основи. До неоднорідності основи [27 – 29] відносять: виклинювання інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) під окремими частинами будинку; лінзоподібне залягання ґрунтів; різна товщина шарів; різниця у властивостях ґрунту в межах ІГЕ; використання різних шарів під окремими частинами споруди; неодночасна консолідація ґрунтів основи під різними частинами споруди. Неоднорідність напруженого стану основи зумовлена: неоднаковим завантаженням фундаментів; взаємовпливом навантаження сусідніх фундаментів; неодночасним завантаженням фундаментів; неповним завантаженням деяких фундаментів, тощо [27, 96, 103].

Нерівномірні осідання розущільнення викликані відкопкою котлована. Під тиском ґрунту, що залягає навколо котловану, виникають деформації випирання в бік котловану, тобто дно котловану піднімається нерівномірно. Під центром котловану воно більше, ніж під краями, а відповідно й розущільнення верхніх шарів ґрунтів у середній частині котловану більше [27, 103].

Нерівномірні осідання випирання звичайно є наслідком розвитку деформацій основи при перевищенні напружень (тиску) над міцністю (розрахунковим опором) ґрунту [27, 58, 66, 98, 103, 113].

Нерівномірні осідання розструктурювання найчастіше пов'язують з порушенням природної структури ґрунту в період нульового циклу (промерзання-відтавання, набрякання-усадка поверхневого шару дна котловану; гідростатичний тиск за шаруватої текстури глинистих ґрунтів, гідродинамічний тиск потоку води, котра фільтується «знизу – вгору» через шар ґрунту масиву; механічна та хімічна

суфозія; розширення та виділення розчиненого в підземній воді газу в слабо фільтруючих мулах, суглинках, супісках; тиксотропне розрідження ґрунтів від впливу рухомих механізмів, ударів палебійних агрегатів; затоплення котловану; перебір ґрунту та наступне неякісне ущільнення його і т. ін.) [27, 44, 49, 80, 118].

Нерівномірні осідання в період експлуатації будівлі як правило зумовлені: незакінченою фільтраційною консолидацією та деформаціями повзучості ґрунтів; коливанням рівня ґрунтових вод; послаблення основи підземними і котлованними виробками; динамічний вплив на ґрунтову основи; геодинамічні процеси, тощо [27, 49, 61, 71, 80, 96, 101 – 103, 118, 119, 135].

Аналогічно до компонентів осідання основи фундаментів коректно оцінити перелічені складові нерівномірних деформацій будівель і споруд методами класичної механіки ґрунтів дуже проблематично. Тому НДС систем «пальовий фундамент – ґрунтова основа» та «деформована будівля – пальовий фундамент – ґрунтова основа», в т. ч. у задачах реконструкції будівель і споруд раціонально оцінювати шляхом математичного моделювання з використанням МСЕ й пружно-пластичної моделі ґрунту [2, 5 – 7, 11, 12, 14, 16, 20, 22, 37, 43 – 47, 50 – 54, 57, 66, 68, 70, 72, 74 – 77, 83, 87, 88, 91, 96, 103 – 108, 110 – 117, 122, 124 – 126, 131 – 133, 135, 137 – 139, 143, 144, 146, 147, 152, 155]. З досвіду проф. І.П. Бойко [6], МСЕ – найбільш універсальний для задач із розвиненою неоднорідністю характеристик міцності. Порівняно з іншими варіаційними методами МСЕ більш алгоритмічний і гнучкий при описі геометрії й граничних умов, наочний та універсальний для широкого кола задач [11]. Перевагами, що забезпечують популярність МСЕ в геомеханіці є також: простота отримання конкретних рішень за програмою; можливість згущення сітки елементів у місцях, де очікують високі градієнти параметра, що досліджують [11]; можливість реалізації в програмах різних механічних властивостей матеріалу, довільної послідовності навантаження; можливість оцінювання сумісної роботи основ, фундаментів, надземних конструкцій без поділу на розрахунки за несучою здатністю та деформаціями [11].

Аналітичні огляди методів моделювання з використанням МСЕ та пружно-пластичних моделей ґрунту у геотехнічних розрахунках виконували

Ю.Л. Винников, А.І. Голубєв, О.С. Городецький, Ю.К. Зарецький, С.Ф. Клованич, Ю.І. Немчінов, В.М. Парамонов, А.В. Перельмутер, В.О. Сахаров, О.Б. Фадєєв, Д.М. Шапіро К.Г. Шашкін, К. Chau та ін. [11, 20, 22, 40, 43, 46, 68, 72, 74, 88, 96, 106, 112, 117, 126]. Так проф. В.М. Парамонов за результатами численних випробувань зразків ґрунтів за різних видів напруженого стану та спостережень за побудованими спорудами відзначив деякі загальні закономірності [72, 96]:

- за гідростатичного навантаження деформування ґрунту характеризується накопиченням як зворотніх, так і незворотніх складових, причому залежність цих деформацій від величини діючого тиску має нелінійний характер;
- обтиснення ґрунту веде до збільшення опору зрушення;
- деформованість і міцність ґрунту залежить як від величини гідростатичного тиску та інтенсивності дотичних напружень, так і від виду напруженого стану;
- за прикладання дотичних напружень може мати місце як зменшення, так і збільшення об'єму дотичних ґрунту;
- деформації розвиваються у часі, що особливо характерно для вологих і водонасичених ґрунтів.

Враховуючі наведені особливості поведінки ґрунтів, їх математичні моделі повинні відображати пружну і пластичну поведінку середовища, тобто базуватись на положеннях теорій пружності та пластичності. Максимальне врахування закономірностей деформованості ґрунтів у розрахунках основ – найактуальніша проблема сучасної нелінійної геомеханіки. Інтерпретацію даних лабораторних досліджень і побудови моделей ґрунту виконують на основі нелінійної теорії пружності, деформаційної теорії пластичності чи теорії пластичної течії [96].

Методики урахування наведених параметрів ґрунту навколо фундаментів (паль) з ущільненою основою при їх моделюванні Ю.Л. Винников [11] виділив групи: 1) використовують природні властивості ґрунту; 2) параметри основ ураховують коефіцієнтами постелі; 3) ураховують зміцнення ґрунту на контакті з палею; 4) використовують природні властивості, а наведені параметри задають окремим елементам чи групам; 5) розміри ущільнених зон і зміни характеристик ґрунту в них приймають за емпіричними виразами. Сучасний напрям отримання

наведених параметрів ґрунту внаслідок утворення в ньому паль – це моделювання МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці швидкоплинних процесів (В.Н. Аптуков, І.П. Бойко, М.М. Дубина, В.М. Парамонов, Z. Fu, S. Henke, J. Grabe, M. Kelm, A. Pak, B. Schrefler та ін. [11, 72, 132, 133]).

Для оцінювання НДС основ при утворенні паль ущільнення та їх наступній роботі проф. С.Ф. Клованич і Ю.Л. Винников [11, 43, 46, 135] створили модуль “PRIZ-Pile”, де реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці з описом ґрунту ізотропним чи ортотропним середовищем [11]. Застосування ізопараметричних вісесиметричних скінчених елементів, що мають властивості значно змінюватися за формою й об’ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки елементів, а врахування цих змін – визначення переміщень, напружень і наведених властивостей ґрунту на кроках влаштування й навантаження паль [11]. Моделювання їх зведення полягає в завданні переміщень вузлів сітки елементів з оцінюванням НДС масиву [11]. На етапі їх роботи враховують подальше ущільнення ґрунту, перехід його в пластичний стан, можливість проковзування поверхні паль за ґрунтом [11]. На збіжність математичного й натурного експериментів з визначення розмірів зон деформації та ущільнення і наведених параметрів ґрунту в них впливають: 1) адекватність розрахункової схеми дійсній роботі ґрунту в масиві при влаштуванні паль (величина витиснення ґрунту й умови, що обмежують бічне витиснення ґрунту); 2) параметр моделі, що описує зміни модуля деформації залежно від зміни пористості ґрунту й швидкості передачі на нього тиску [11]. Природні характеристики ґрунту і геометричні розміри робочих органів чи паль на точність моделювання істотно не впливають [11]. На ряді прикладів [11, 43, 44, 135] встановлено, що на наведені параметри ґрунту й розміри зон ущільнення та деформації основ впливають усі чотири фактори попереднього висновку [11]. Діаметр зони достатнього ущільнення паль постійного перерізу й коротких пірамідальних за експоненційною функцією залежить відповідно від щільності

скелету й кута внутрішнього тертя ґрунту, висота цієї ж зони під забивним блоком – за лінійною від площі його основи і т. ін. [11].

Вісесиметрична версія MCE адекватно відображає НДС масиву при влаштуванні окремих паль (різних конструкцій і технологій) з ущільненням ґрунту та їх наступній роботі [11]. Та ці рішення не коректно використовувати для оцінювання взаємодії паль у складі ростверків з ґрунтами. Тому обґрунтовано коректність моделей стану ґрунту й геомеханічних моделей 2D і 3D версій MCE щодо розрахунків спільної роботи паль у складі стрічкових ростверків з основою [5, 6, 23, 42, 44, 47, 56, 70, 78, 108, 110, 111, 124, 155].

Так 3D версія комплексу PLAXIS [146, 147] має цілу бібліотеку нелінійних моделей механічної поведінки ґрунту (ідеальна пружно-пластична з критерієм міцності Мора-Кулона; ізотропного ущільнення (зміцнення); слабого повзучого ґрунту й ін.), дає можливість варіювати геометрію фундаментів, відстежувати стадії НДС основи при різних траєкторіях навантаження, має зручний інтерфейс виведення результатів. Її добре апробовано для оцінювання НДС пальово-плитних фундаментів [24, 39, 63, 79, 87, 121, 122, 138, 143, 152], куштів паль, об'єднаних ростверком [37, 50], стрічкових пальових фундаментів [44, 56, 108].

Зокрема, проф. І.П. Бойко та його школою [5 – 7, 70, 77, 124] вирішено ряд задач моделювання НДС системи «плита – палі – основа» у комплексі “VESNA” при використанні пружно-пластичної моделі ґрунту, заснованій на дилатансійній теорії В.М. Ніколаєвського, з критерієм умови пластичної течії Мізеса-Шлейхера-Боткина у модифікації І.П. Бойка. Доведено, що урахування взаємовпливу сусідніх пальових фундаментів суттєво змінює характер деформування основи, збільшуючи осідання фундаментів секційної висотної будівлі до 30%, а значення згинальних моментів у плитах у зоні стику секцій зростають у 1.5 – 2 рази [77, 78].

А І.В. Маєвська і Н.В. Блащук [56] у 3D версії PLAXIS дослідили вплив кількох факторів на несучу здатність і деформативність системи «стрічковий ростверк – забивні палі постійного поперечного перерізу – ґрунти» до й після підсилення вдавленими палями: кроку паль; відстані між їх рядами; довжини паль; типу паль (з вийманням і без виймання ґрунту); ґрунтів. Встановлено частки навантаження,

що сприймає новий ростверк, – від 5 до 65% і ростверк, створений при підсиленні палями стрічкового фундаменту, – від 30 до 72%. Несучу здатність пальових фундаментів при цьому оцінювали за критерієм граничної величини осідання.

М.О. Харченком й ін. [11, 44, 108, 135] моделюванням у 2D і 3D версіях PLAXIS системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – замокла лесова основа» (схема – на рис. 1.7) з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту й кроково-ітераційних процедур отримано відносну похибку 15% порівняно з даними тривалого нівелювання натурного об'єкту [11, 44, 108, 155].

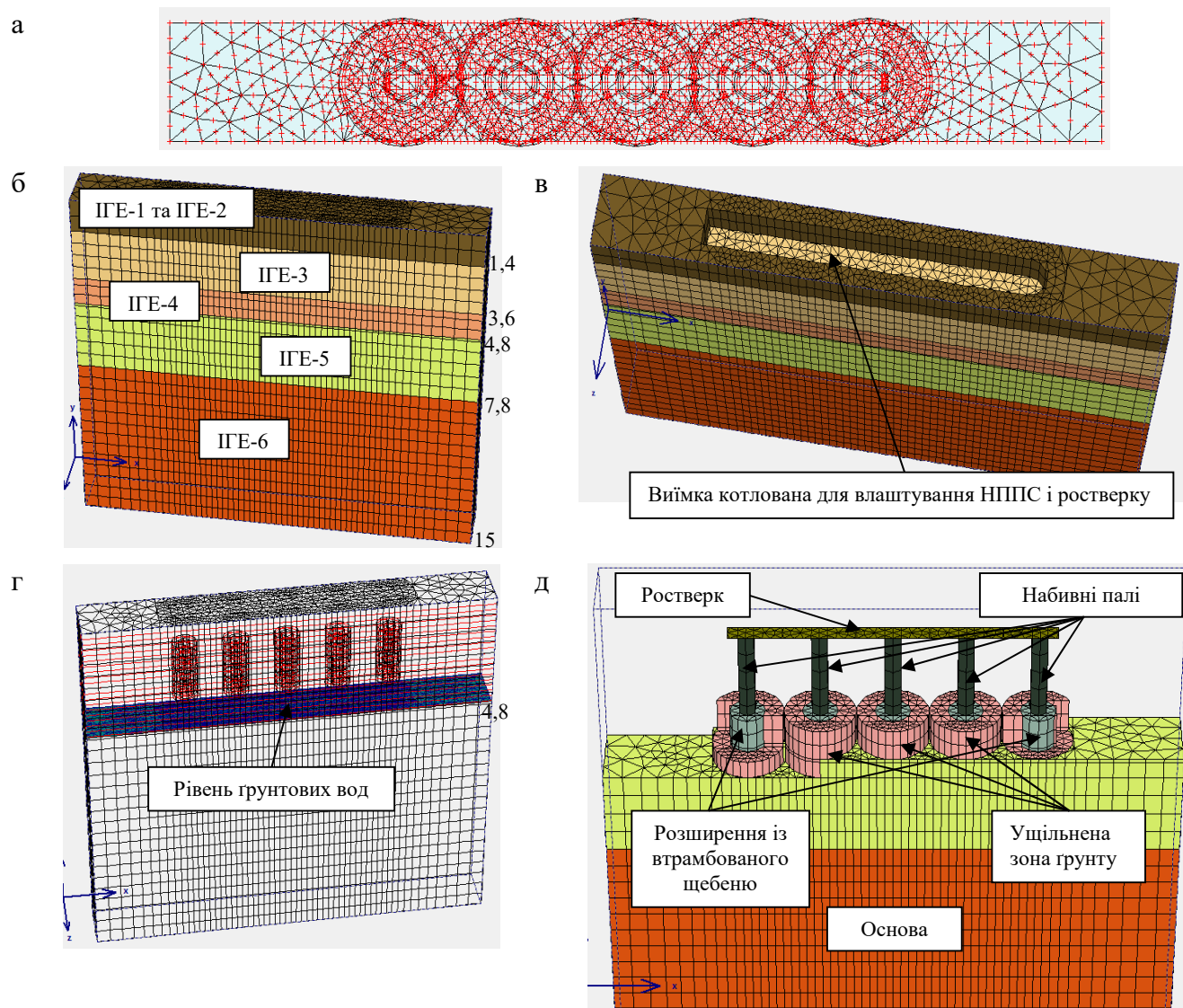


Рис. 1.7. Модель МСЕ системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – основа»: а – 2D сітка елементів; б – 3D сітка; в – на стадії виймання ґрунту; г – рівень ґрунтових вод; д – улаштування паль і ростверку [11, 44, 108, 135]

Для обох задач доведено коректну можливість урахування неоднорідності ґрунту «зони впливу» паль. І змодельовані, і дослідні графіки «навантаження – осідання» мають криволінійний характер, тобто з досягненням другої критичної сили на систему ґрунт навколо паль, їх розширень і під ростверком працює в пластичній стадії [11, 44, 108, 135, 155]. Також доведено, що при моделюванні слід приймати значення модуля деформації за компресійними випробуваннями замочених лесових ґрунтів без підвищуючих коефіцієнтів [11, 44, 108, 135, 155].

Найбільшу ж цінність MCE має при вирішенні, так званих, «складних геотехнічних задач» – зі складною геометрією розрахункової схеми [5, 6, 60, 63, 74, 88, 96, 103, 117, 122], зокрема, для оцінювання НДС системи «ґрунтовий масив – існуючі навоколишні будівлі – нові споруди» за умов щільної міської забудови та з урахуванням етапів і технології робіт (відривки котловану, кріплення його стінок, зведення підземної частини споруди, завантаження її чи її складових при монтажі надземних конструкції і т. ін.), а також складних інженерно-геологічних умов і несприятливих впливів (у переважній більшості використовують програмні продукти PLAXIS, DIANA, FLAC, VESNA, FEM models та цілий ряд інших у 3D версії MCE). Тому, на думку проф. В.О. Іллічова, вже склався новий напрямок механіки ґрунтів – «технологічна механіка ґрунтів» [96].

Звідси є сенс апробувати для оцінювання НДС систем «деформована будівля – пальовий фундамент (до та після підсилення) – ґрунтова основа» моделювання з використанням 3D версії MCE і пружно-пластичної моделі ґрунту (Cam-Clay, Soft soil creep model та ін.).

Ще задача при оцінюванні НДС системи «деформована будівля – пальовий фундамент – основа» – достовірне визначення несучої здатності забивних паль тертя. Так Н.В. Блащук, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.В. Жуков, М.Л. Зоценко, І.В. Маєвська, В.Л. Підлуцький, О.В. Самородов, С.В. Табачников, В.С. Яковлев, Р. Seco e Pinto й ін. [10, 11, 38, 44, 55, 77, 78, 87, 123] встановили значні системні розбіжності у значеннях несучої здатності призматичних паль, розрахованих нормативним методом, за яким опір ґрунту під вістрям і за бічною поверхнею

встановлюють залежно від глибини їх занурення, показника текучості глинистого ґрунту чи зернового складу піску, і результатами статичних випробувань паль [123]. Наприклад, за дослідженнями Ю.Л. Винникова і В.С. Яковлева [123] нормативний метод [30] занижує величину несучої здатності паль у середньому в пісках середньої крупності на 29%, мілких – 35%, пилюватих – 47%, у суглинках з показником текучості $I_L \geq 0,5$ у середньому на 45%, а у суглинках з $I_L < 0,5$ і глинах з $I_L < 0,5$ навпаки завищує її на 10 і 25% відповідно [11, 123].

Підвищити достовірність прогнозу їх несучої здатності можливо (як за формулами, так і моделюванням МСЕ) на базі розрахунків за міцністю ґрунтів, що розширить використання матеріалів геологічних розвідувальних робіт на конкретних ділянках [123]. Для урахування реалізації сил тертя за бічною поверхнею палі відповідно до її повної зрушувальної деформації, що значно менша від осідання, характерне для вичерпання несучої здатності за вістря, уперше запропоновано роздільне визначення показників міцності ґрунту навколо стовбура та під вістря палі шляхом [123] обробки результатів випробувань на одноплощинне зрушення попередньо ущільнених водонасичених зразків відповідно за способом повної логарифмічної перебудови і стандартною методикою [10, 11, 44, 123].

При проектуванні реконструкції будинків і споруд, підсиленні їх основ і фундаментів [29] вирішальним критерієм є оцінювання додаткових осідань та їх нерівномірності, що реалізуються при проведенні робіт. Їх слід враховувати залежно від категорії будівлі за технічним станом [69], виходячи з умов [29, 30, 49, 80, 96, 103]:

$$S_d \leq S_{d,u}; \quad (1.2)$$

$$(\Delta S/L)_d \leq (\Delta S/L)_u; \quad (1.3)$$

$$i_d \leq i_{d,u}, \quad (1.4)$$

де S_d – розраховане додаткове осідання основи будівлі при реконструкції, см; $S_{d,u}$ – гранично допустиме додаткове осідання будівлі, см; $(\Delta S/L)_d$ – розрахований перекис сусідніх фундаментів після реконструкції; $(\Delta S/L)_u$ – граничне значення

перекоосу на ділянці довжиною L ; i_d – розрахований додатковий крен споруди; $i_{d,u}$ – граничний додатковий крен споруди.

Тому вибір конструктивно-технологічних рішень посилення (реконструкції) кожної деформованої будівлі на пальовому фундаменті здійснюють лише після оцінювання стану несучих конструкцій та дослідження параметрів їх основ і фундаментів, шляхом інженерного обстеження та встановлення причин наднормових деформацій основ фундаментів [29].

Отже, найбільш коректно оцінити ефективність варіантів підсилення пальового фундаменту деформованої будівлі можливо шляхом складання розрахункової схеми системи «деформована будівля – пальовий фундамент – ґрунтова основа» до та після підсилення фундаменту та виконання математичного моделювання з використанням МСЕ та пружно-пластичної моделі ґрунту НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи складових цієї системи. При цьому певною проблемою є врахування фактичної жорсткості надземної будівлі, особливо якщо вона має стінову конструктивну схему, і стіни зазнали тріщин у процесі експлуатації. Тому розробити методику оцінювання НДС деформованих будівель із тріщинами на пальових фундаментах МСЕ є актуальною науковою задачею.

1.5 Висновки за розділом 1. Мета та задачі досліджень

1. Загальними причинами наднормативних осідань основ будівель і споруд є помилки при інженерно-геологічних вишукуваннях, неякісне проектування, порушення правил ведення будівельних робіт, порушення правил їх експлуатації, а стосовно будівель на пальових фундаментах найчастіше також виступають: застосування підвищуючих коефіцієнтів на дані компресійних випробувань сильностисливих ґрунтів; попадання вістря паль у шари слабого ґрунту; занурення паль вище від проектної позначки; завищення несучої здатності паль через недотримання оптимального часу їх «відпочинку» чи помилкова інтерпретація графіків «навантаження – осідання палі»; надміру близьке

розміщення паль у плані; нерівномірне завантаження паль у складі ростверку; неврахування при проектуванні впливу завантаження сусідніх площ за умов щільної міської забудови; деформації існуючих будівель і споруд при забиванні поблизу них паль і шпунту, розробці котлованів і т. ін.

2. Достовірно урахувати вплив перелічених факторів, а також складових (ущільнення, розущільнення, випирання, розструктурювання та внаслідок зміни напруженого стану чи деформативності основи за період експлуатації будівлі) абсолютних і відносних нерівномірних осідань на величину деформацій основ палювих фундаментів будівель, особливо методами класичної механіки ґрунтів, або складно, або це потребує проведення трудомістких і тривалих польових та лабораторних досліджень ґрунтів.

3. Найбільш коректно оцінити ефективність варіантів підсилення палювого фундаменту деформованої будівлі можливо шляхом розроблення моделі системи «деформована будівля – палювий фундамент – ґрунтова основа» до та після підсилення фундаменту і виконання моделювання з використанням МСЕ та пружно-пластичної моделі ґрунту НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи складових системи. При цьому певною проблемою є врахування фактичної жорсткості надземної будівлі, особливо якщо вона має стінову конструктивну схему, і стіни зазнали тріщин у процесі експлуатації.

4. Конструктивно-технологічні рішення збільшення несучої здатності палювих фундаментів деформованих будівель і споруд додавлюванням паль до міцного ґрунту та улаштуванням виносних паль при достатньо високій надійності результатів їх застосування мають дуже високу трудомісткість і вимагають тривалого періоду виконання робіт, а тому доцільно удосконалювати достатньо ефективні для умов значних нерівномірних деформацій будівель, а одночас менш трудомісткі та більш швидкі рішення збільшення несучої здатності палювих фундаментів зі зміною НДС їх чи ґрунтів основи, особливо для деформованих будівель, що знаходяться у аварійному технічному стані, наприклад посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити.

5. У практиці реконструкції будівель, у т.ч. посиленні їх основ і фундаментів, склалася певна загальна система геотехнічного моніторингу й науково-технічного супроводу, закріплена державними будівельними нормами, та для об'єктів з системою «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» одним з найбільш вразливих місць є складність достовірного визначення параметрів основ і фундаментів, зокрема, фактичної довжини паль, а для подальших розрахунків – складність складання моделі цієї системи до та після підсилення для достовірного оцінювання особливостей спільної роботи її складових. Крім того потребує розроблення методика обґрунтування максимально допустимих додаткових значень розкриття існуючих тріщин і можливі місця появи нових, які можуть призвести до руйнування будівлі, у залежності від фактичного її технічного стану та прийнятого конструктивно-технологічного рішення підсилення пальових фундаментів.

Таким чином, за **мету роботи** прийнято – удосконалення конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку та оцінювання зміни НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити шляхом геотехнічного моніторингу і моделювання МСЕ.

Відповідно сформульовано **задачі досліджень**:

1. Визначити й проаналізувати найбільш поширені причини наднормативних деформацій будівель на пальових фундаментах і відповідні складності конструктивно-технологічних рішень їх усунення.

2. На характерному натурному об'єкті удосконалити й апробувати систему геотехнічного моніторингу і науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі й після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити:

визначити фактичний технічний стан і параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; шляхом моніторингу визначити критичні значення додаткового розкриття існуючих і появу нових тріщин; провести контроль за існуючими і появою нових тріщин у стінах деформованої будівлі, а також геодезичні спостереження за деформаціями об'єкту до, в процесі й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку і стабілізації цих деформацій у часі й ін.

3. Дослідити процеси самоущільнення насипних і наливних пісків у часі.

4. Удосконалити конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої залізобетонної плити.

5. Розробити просторову числову модель системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» для ітераційного моделювання (різні довжина паль і основа їх вістря; на момент здачі будівлі; після аварії на трубопроводі, яке викликало ефект «негативного тертя» за бічною поверхнею паль і часткове розмивання наливного піску) МСЕ, щоб урахувати фактичну жорсткість існуючих паль, що призвела до появи тріщин у стінових конструкціях будівлі.

6. На базі розробленої моделі обґрунтувати конструкцію (жорсткість) і стадійність посилення пального фундаменту ребристою монолітною плитою, основою якої є наливні самоущільнені піски, що при включенні в роботу перерозподілять НДС у складових системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром»; визначити критичні значення додаткового розкриття існуючих і появу нових тріщин, що зменшить небезпеку технологічного процесу посилення палих фундаментів; обґрунтувати надійність впровадженого рішення при подальшій експлуатації деформованої будівлі.

7. Впровадити результати досліджень для продовження терміну експлуатації деформованих будівель на палих фундаментах.

Структурна схема досліджень, викладених у дисертації, подана на рис. 1.8.

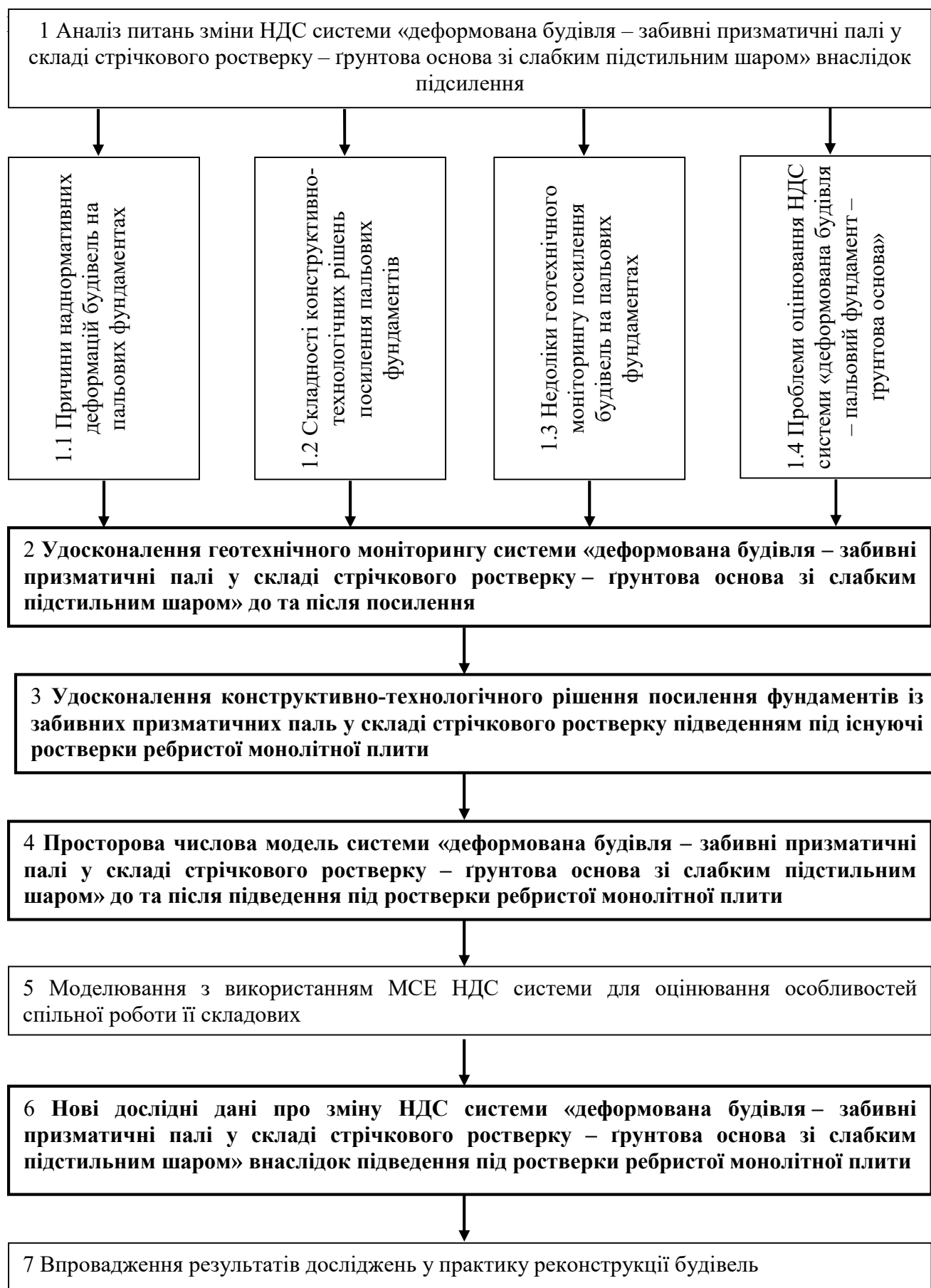


Рис.1.8. Структурна схема досліджень, викладених у дисертаційній роботі

2 МЕТОДИКА І РЕЗУЛЬТАТИ ГЕОТЕХНІЧНОГО МОНІТОРИНГУ НА НАТУРНОМУ ОБ'ЄКТІ ДО, В ПРОЦЕСІ ТА ПІСЛЯ ПІДВЕДЕННЯ ПІД ІСНУЮЧІ РОСТВЕРКИ РЕБРИСТОЇ МОНОЛІТНОЇ ПЛИТИ

2.1 Методика науково-технічного супроводу і геотехнічного моніторингу НДС деформованої будівлі до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити

Відповідно до поставлених у роботі задач на характерному натурному деформованому об'єкті (п'ятиповерховий трьохсекційний цегляний житловий будинок на фундаменті із забивних призматичних паль, які об'єднані стрічковим монолітним залізобетонним ростверком) удосконалено й апробовано систему геотехнічного моніторингу та науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити [154].

Запропонований алгоритм досліджень геотехнічного моніторингу та науково-технічного супроводу при підсиленні деформованої будівлі на пальному фундаменті включає три послідовні етапи [154]:

- 1) підготовчий [154]:
 - рекогносцировка майбутнього об'єкту геомоніторингу;
 - збір і аналіз наявної вишукувальної, проектної, виконавчої та іншої технічної документації, що має відношення до об'єкту геомоніторингу;
 - візуальне й інструментальне обстеження несучих будівельних конструкцій, фіксація та заміри видимих деформацій, тріщин і т. ін.;
 - обміри в обсязі, необхідному для перевірочних розрахунків конструкцій;
 - проведення додаткових інженерно-геологічних і гідрогеологічних досліджень;

– визначення параметрів основ і фундаментів, у т. ч. фактичної довжини паль (наприклад, акустичним методом), а за необхідності їх фактичної несучої здатності (наприклад, шляхом тимчасового вирубування паль зі складу ростверку та наступних статичних випробувань цими палями ґрунту, за даними статичного зондування ґрунтів, за результатами додаткових інженерно-геологічних досліджень), фактичних параметрів ростверків, тощо;

– встановлення для регулярних спостережень маячків на існуючих тріщинах (з датою їх улаштування), встановлення на несучих будівельних конструкцій датчиків (наприклад, так званих креномірів), створення чи використання існуючої на період моніторингу геодезичної мережі (ґрунтовий репер, стінові осадочні марки на рівні цоколя будівлі), знімання «нульових» відліків і т. ін.).

Складає науково-технічного супроводу на цьому етапі геомоніторингу включає в себе наступні дослідження [154]:

– вертикальна прив'язка паль і ростверків до інженерно-геологічного розрізу (іноді інженерно-геологічної колонки);

– перевірочні (аналітичні чи моделюванням МСЕ) розрахунки несучих конструкцій, їх основ, паль, палевих фундаментів;

– оцінювання технічного стану несучих будівельних конструкцій, їх основ і фундаментів на базі результатів їх обстеження та перевірочних розрахунків;

– побудова розрахункової схеми системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до її посилення та моделювання з використанням МСЕ та пружно-пластичної моделі ґрунту НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових [154];

– встановлення причин наднормових деформацій основ фундаментів будівлі;

– розроблення рекомендацій щодо подальшої експлуатації будівлі та вибір можливих конструктивно-технологічних рішень посилення її палевих фундаментів чи їх основ;

– побудова моделі системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром»

до, в процесі й після її посилення та відповідне моделювання МСЕ НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових [154];

- обґрунтування оптимального конструктивно-технологічного рішення посилення пальових фундаментів будівлі чи їх основ;
- визначення максимально можливих значень розкриття існуючих тріщин і місця появи нових тріщин у стінах будівлі, які можуть призвести до її руйнування (перехіду у 4 категорію технічного стану – аварійна).

2) робочий [154]:

- регулярні спостереження за станом маячків на існуючих тріщинах, зняття показників датчиків на несучих конструкціях, нівелювання стінових осадочних марок, графічне та табличне відображення результатів регулярних спостережень у відповідному журналі;
- фіксація появи нових тріщин у конструкціях будівлі;
- оцінювання якості робіт з підсилення пальових фундаментів.

Складова науково-технічного супроводу на цьому етапі геомоніторингу включає в себе наступні дослідження:

- аналіз результатів регулярних спостережень за деформаціями будівлі;
- коригування конструктивно-технологічних заходів.

3) післябудівельний [154]:

- продовження регулярних спостережень за об'єктом (тривалість цього етапу залежить від його технічного стану, але не менше 1 року).

Складова науково-технічного супроводу на цьому етапі геомоніторингу включає в себе наступні дослідження [154]:

- аналіз результатів регулярних спостережень за деформаціями будівлі, прогнозування часу їх умовної стабілізації та відповідних кінцевих величин деформацій;
- оцінювання НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» МСЕ за результатами вимірюваних значень додаткових осідань і ширини розкриття тріщин, виявлених нових місць утворення і розвитку тріщин.

Критичні значення додаткового розкриття існуючих тріщин обмежувалися 2 см, а розвиток додаткової довжини – 30 см. Також важливим елементом геотехнічного моніторингу є можлива поява нових тріщин у процесі виконання робіт по посиленню фундаментів. Методикою даного геотехнічного моніторингу передбачалося ітераційне моделювання НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», щоб отримати мінімальний вплив від проведення робіт по посиленню існуючих фундаментів.

Таким чином вибиралася максимально можлива довжина захватки і місця їх розміщення. Сама методика технології проведення робіт наведена у розділі 3. Небезпечними вважалося появу нових тріщин в середніх несучих стінах з 3-го по 5-ий поверхи, оскільки тоді жорсткість будівлі суттєво зменшувалася і вірогідність її руйнування значно підвищувалася.

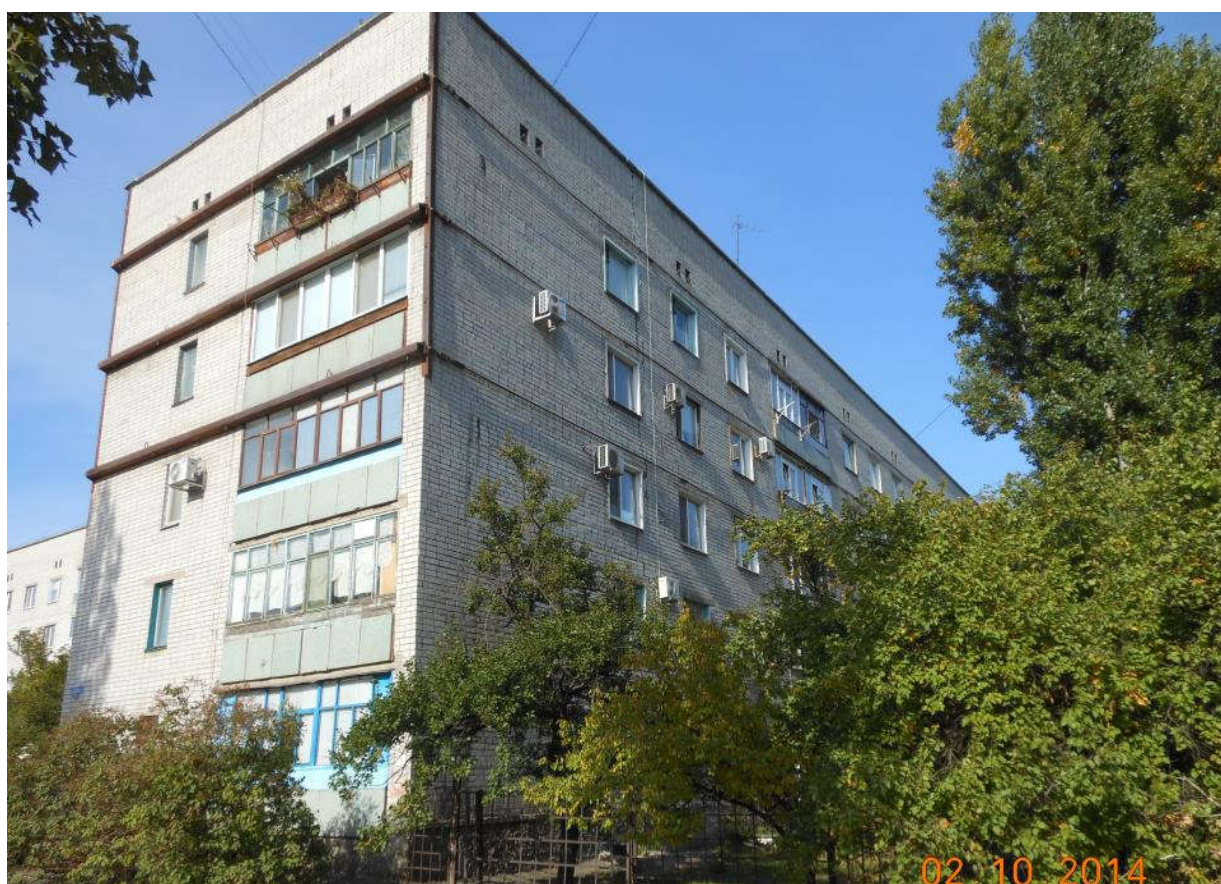
2.2 Оцінювання технічного стану несучих будівельних конструкцій деформованої будівлі на підготовчому етапі геомоніторингу

У якості характерного натурального об'єкта апробації системи геотехнічного моніторингу та науково-технічного супроводу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити вибрано п'ятиповерховий житловий будинок з підвалом і технічним поверхом знаходиться по вул. Героїв Дніпра, 27 в м. Горішні Плавні Полтавської області [154].

На підготовчому етапі геотехнічного моніторингу, зокрема, встановлено, що цей будинок було зведено в 1977 р. за типовим проектом. Він складається з трьох блок-секцій: серія 87-049/71 – торцева ліва, що зазнала значних деформацій (рис. 2.1 і рис. 2.2); серія 87-046 – рядова; серія 87-048/71 – торцева права.



а



б

Рис. 2.1. Торцева ліва блок-секція в осях: а – В-А та по осі В; б – А-В та по осі А



Рис. 2.2. Фрагмент фасаду лівої блок-секції по осі В

У конструктивному відношенні будівля являє споруду з повздовжніми несучими стінами. Висота поверхів складає 2,8 м, а підвалу (від підлоги до низу перекриття) – 2,1 – 2,2 м. Стіни – з повнотілої полуторної силікатної цегли на цементно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх повздовжніх несучих і торцевих стін без оздоблення складає 510 мм. Товщина внутрішньої повздовжньої несучої стіни з шаром штукатурки – 400 мм. Несучі стіни в підвалі будинку з позначки -2.800 до -1.600 виконано з 2 рядів блоків ФБС 24.5.6-Т, а вище з цегляної кладки.

Просторова жорсткість забезпечується повздовжніми несучими і поперечними стінами сходової клітки та дисками міжповерхових перекриттів із збірних залізобетонних пустотних плит. Конструктивну схему будівлі не можна вважати жорсткою. Згідно з ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 клас наслідків будівлі – СС2.

Через підвал проходить магістральна теплова мережа (рис. 2.3) діаметром 2х150, 125, 100 мм. Її вхід до підвалу – під лівою блок-секцією (осі 1-2), з боку стіни сходової клітки. Під секцією розташовано й поворот мережі на 90°, після чого вона проходить через увесь підвал і виходить з протилежного торця будинку.



Рис. 2.3. Водонесучі комунікації у підвалі будівлі: а – вхід магістральної теплової мережі до підвалу, осі І-2 з боку осі В (ліва блок-секція); б – вигляд комунікацій

Теплова мережа до будівлі прокладена в непрохідному каналі, перед входом у будівлю влаштовано два оглядові колодязі.

На підготовчому етапі геомоніторингу також було встановлено, що при зведенні та експлуатації будинку виникли помітні дефекти й пошкодження, що впливають на несучу здатність і довговічність окремих елементів й будівлі в цілому, як-то [154]:

- вертикальні тріщини із шириною розкриття до 20 мм у зовнішніх та внутрішніх несучих цеглих стінах;
 - руйнування верхньої частини окремих паль при зануренні внаслідок їх відхилення від проектного положення;
 - тріщини в збірних перемичках у підвалі будинку;
 - тріщини в швах між плитами (окремі шви не заповнені розчином) у підвалі та на п'ятому поверсі, що також дещо зменшує загальну просторову жорсткість деформованої будівлі;
 - замокання конструкцій підвалу будівлі в місці виходу магістральної теплотраси через її порив;
 - руйнування вимощення за периметром будівлі;
 - обрив попередньо напружених тяжів підсилення деформованої будівлі.
- Зокрема, практично за всією висотою в зовнішніх несучих стінах будівлі

виявлені вертикальні деформаційні тріщини переважно в місцях спирання перемичок і над (під) прорізами [154].

Схеми розташування найбільш помітних дефектів і пошкоджень (деформаційних тріщин) у несучих цегляних стінах на фасаді 2-I, в осі В (ліва торцева блок-секція I-II) та фасаді I-2, в осі А (також ліва торцева блок-секція I-II) подано відповідно на рис. 2.4 і рис. 2.5. Вигляд цих деформаційних тріщин достатньо детально представлено на рис. 2.6 та 2.7 для несучих стін фасаду 2-I, по осі В (ліва торцева блок-секція I-II) і на рис. 2.8 та 2.9 для несучих стін фасаду I-2, по осі А (ліва торцева блок-секція I-II).

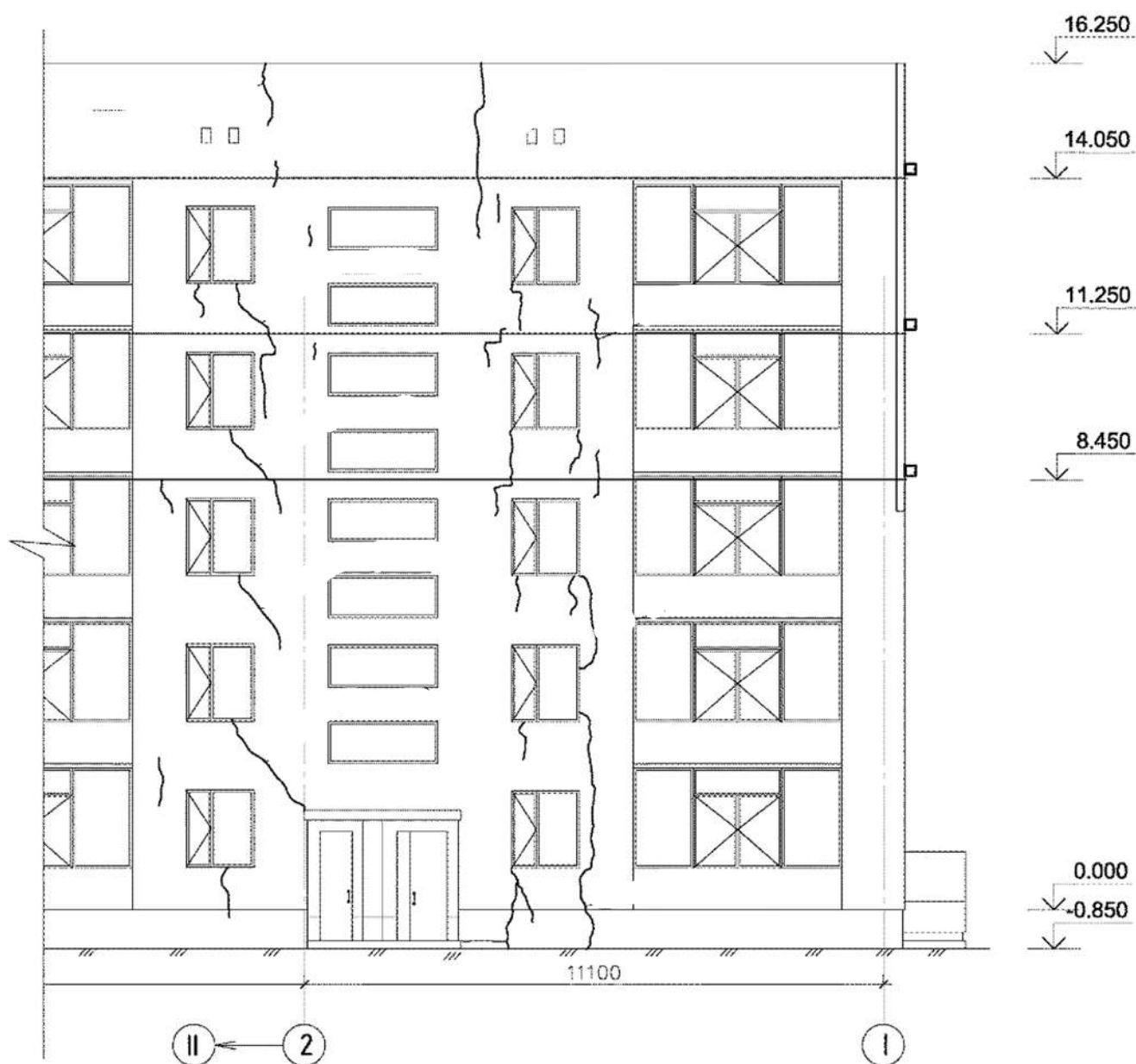


Рис. 2.4. Схема розташування найбільш помітних дефектів і пошкоджень (тріщин) на фасаді 2-I, по осі В (ліва торцева блок-секція I-II)

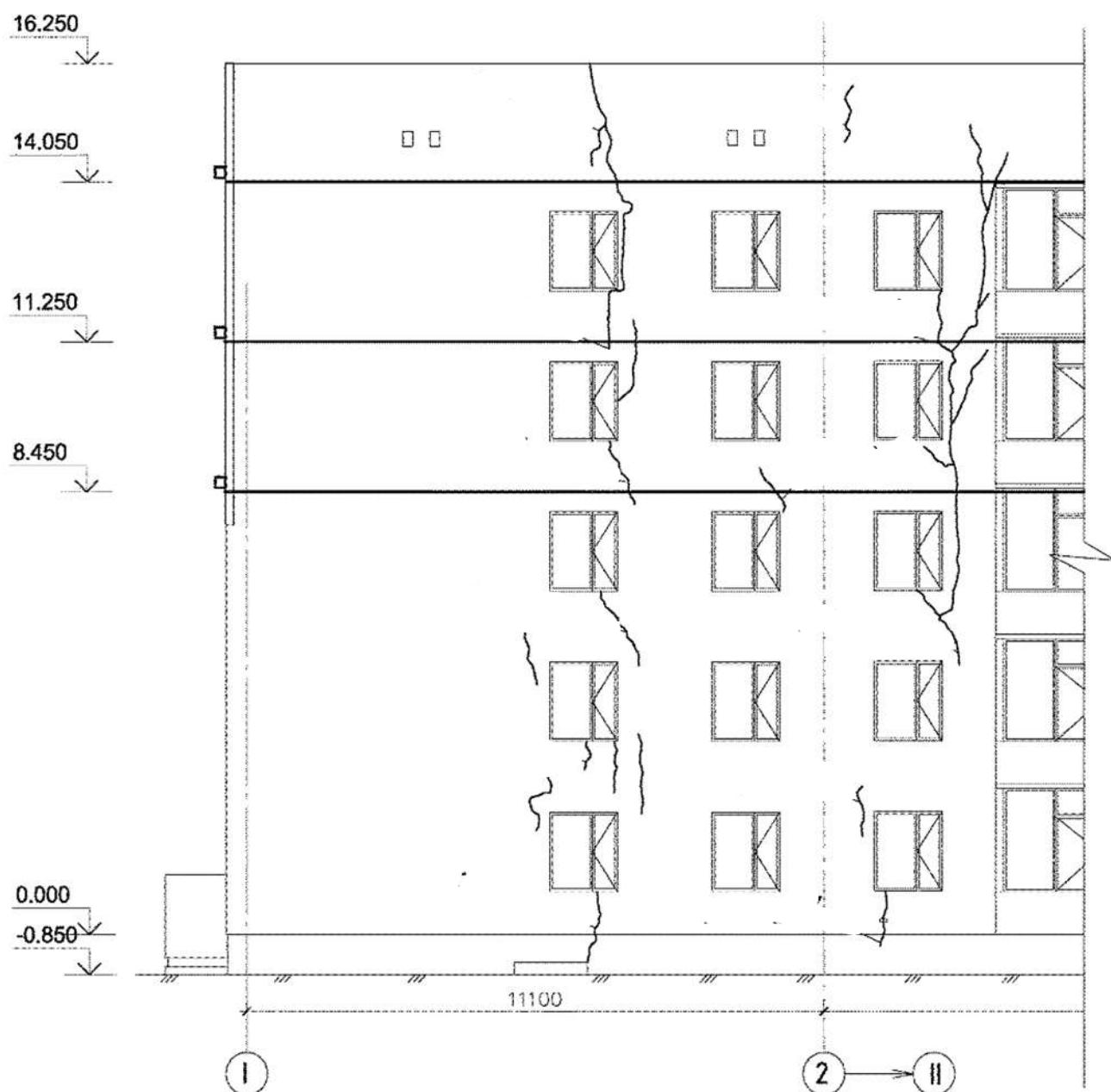


Рис. 2.5. Схеми розташування найбільш помітних дефектів і пошкоджень (тріщин) на фасаді I-2, в осі А (ліва торцева блок-секція I-II)

З аналізу цих схем і фотографій добре помітна близька до лінійної закономірність зростання розкриття вертикальних тріщин у несучих стінах у напрямку «знизу – догори».

Подібні тріщини достатньо характерні для будівель із залізобетонними перемичками, які призводять до деформацій віконного блоку поворотом як єдиного жорсткого елемента [154].



а



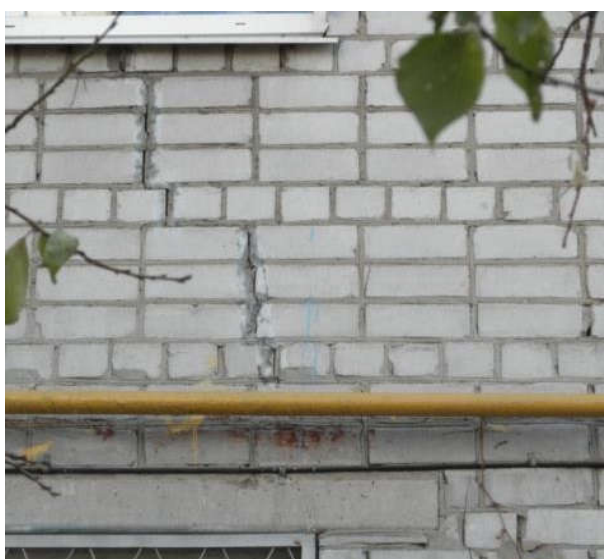
б



в



г



д



е

Рис. 2.6. Вертикальні тріщини на фасаді 2-І, в осі В, з шириною розкриття:
а – 6 мм; б – 5 мм; в – 3 мм; г – 4 мм; д – 4 мм; е – 7 мм



а



б

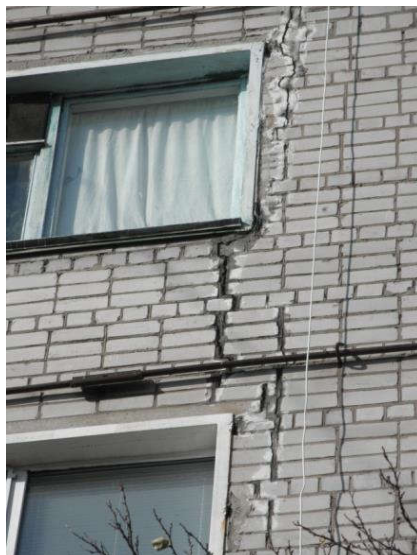


в

Рис. 2.7. Вертикальні тріщини на фасаді 2-І, в осі В, з шириною розкриття:
а – 6 мм; б – 6 мм; в – 3 мм



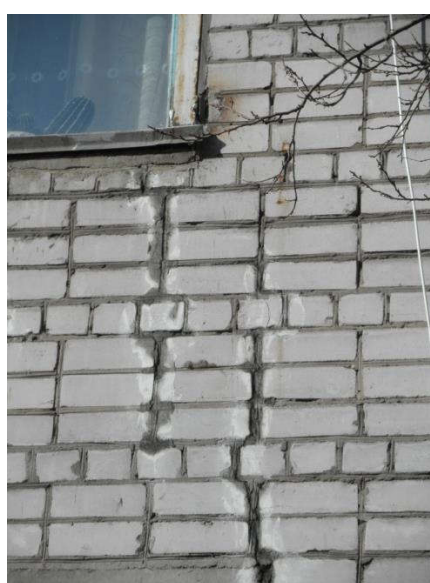
а



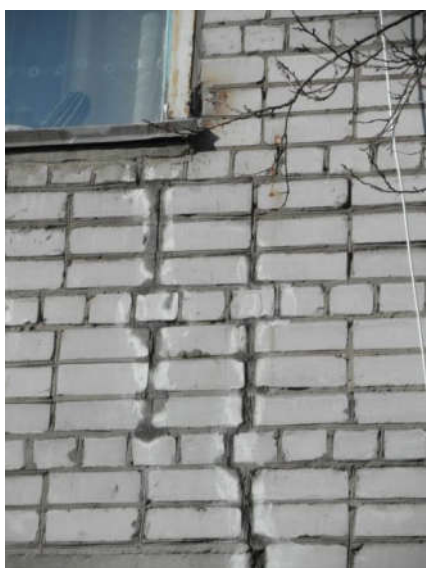
б



в



г



д

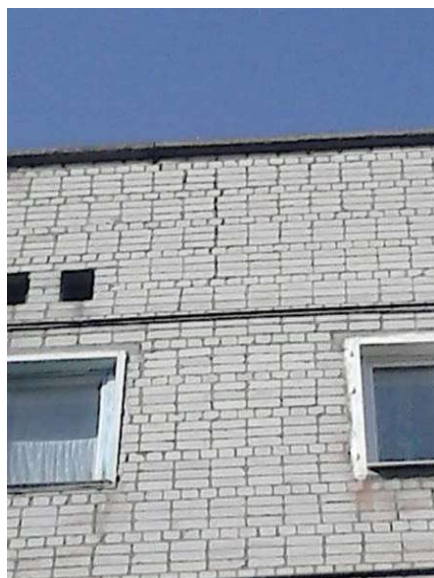


е



ж

Рис. 2.8. Вертикальні тріщини на фасаді І-2, в осі А, з шириною розкриття:
а – 15 мм; б – 12 мм; в – 9 мм; г – 6 мм; д – 4 мм; е (з фасаду), ж (з підвалу) – 4 мм



а



б



в



г



д



е

Рис. 2.9. Вертикальні тріщини на фасаді І-2, в осі А, з шириною розкриття:
а – 6 мм; б – 5 мм; в – 4 мм; г – 3 мм; д – 2 мм; е – 2 мм

Такі тріщини свідчать про значні деформації основи фундаментів лівої торцевої блок-секції, у т. ч. в напрямку відділення від основної частини (двох інших блок-секцій) будинку [154].

Розвиток тріщин суттєво знижує просторову жорсткість секції, бо для розділених на частини зовнішніх і внутрішніх стін просторова жорсткість вже не забезпечується поперечними стінами сходової клітки [154].

На зовнішніх і внутрішніх стінах сходової клітки деформаційні тріщини та інші пошкодження відсутні, що підтверджує попередні твердження.

На торцевій стіні лівої блок-секції деформаційні тріщини та інші пошкодження також відсутні (тому цю схему наводити не має сенсу).

Зафіксовано також вертикальні деформаційні тріщини переважно з шириною розкриття 2 – 3 мм у внутрішній несучій стіні будівлі (рис. 2.10).

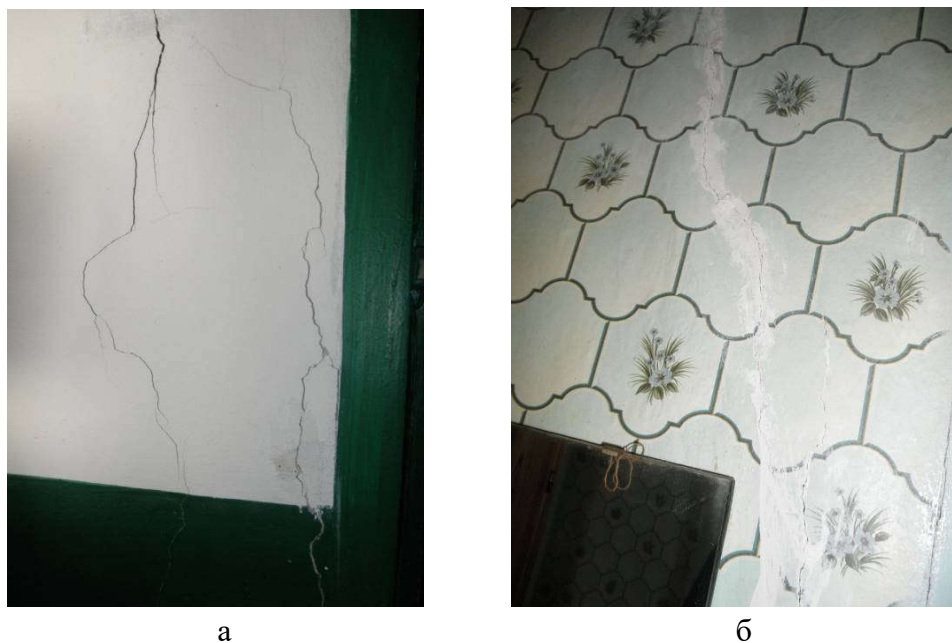


Рис. 2.10. Вертикальні тріщини у внутрішній несучій стіні на п'ятому поверсі будівлі з шириною розкриття 2 – 3 мм: а – в районі сходової клітки; б – у квартирі

На тому ж підготовчому етапі геотехнічного моніторингу було з'ясовано, що незначні тріщини в стінах і між плитами перекриття виникли ще одразу після заселення будинку в 1977 р., але найбільших деформацій він зазнав у 1993 р. після прориву теплотраси в куті її повороту на 90° під лівою блок-секцією І-ІІ, в осях І-2 [154]. Тоді для зменшення розкриття тріщин, підвищення загальної жорсткості

будівлі було влаштовано попередньо напружені тяжі підсилення (рис. 2.1) з арматурних стрижнів діаметром 36 мм із талрепами для створення напруження в них [154], а по торцевим стінам встановлено горизонтальні балки прямокутного перерізу з двох зварених швелерів №24, кріплення тяжів до балок – через рівнополичний кутик 140x10, який встановлено по кутах будинку (рис. 2.11).

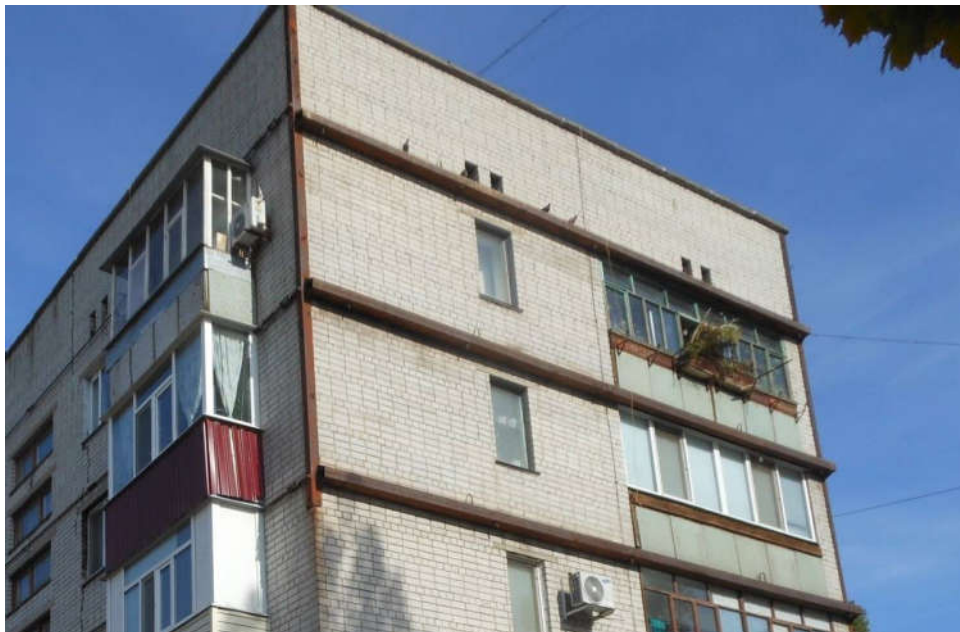


Рис. 2.11. Конструкція підсилення деформованого будинку, влаштована в 1993 р.

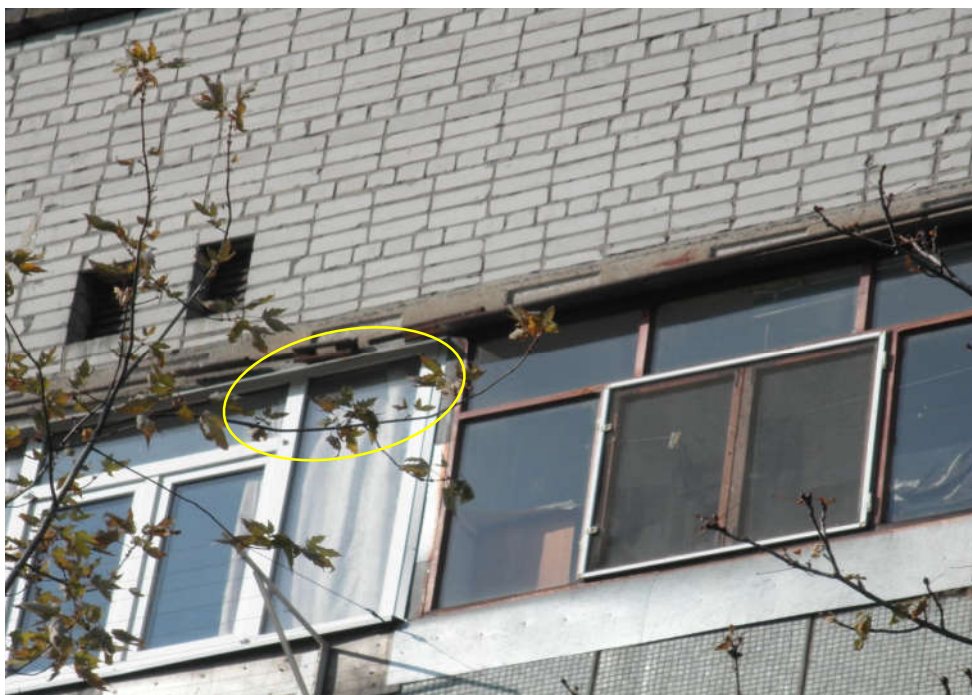


Рис. 2.12. Обрив металевого тяжа в осі А у рівні перекриття п'ятого поверху

Однак, зважаючи на те що вільна довжина між точками закріплення тяжів не повинна перевищувати 15 – 20 м (а на об'єкті моніторингу вона склала 67,2 м), то тяжі не справляються зі своїм завданням, і тріщини продовжують розкривались й надалі, адже при значній довжині пружні абсолютні деформації в сталі тяжів дуже значні. Як наслідок цього у рівні перекриття третього та п'ятого поверхів стався обрив тяжа [154] (рис. 2.12), що свідчить про невдачу конструкцію підсилення.

На вже існуючих тріщинах у несучих (як зовнішніх, так і внутрішніх) цегляних стінах деформованої будівлі було влаштовано гіпсові маячки (рис. 2.13). При цьому на внутрішній стіні їх влаштовано переважно в районі сходової клітки. Нові тріщини в них та процес їх розкриття свідчать про подальший розвиток деформацій, загальний характер яких описано вище, а окремі з таких маячків було навіть зруйновано (рис. 2.13, д, е) від розкриття тріщин у несучих стінах.

На торцевій стіні лівої блок секції деформаційні тріщини відсутні.

За результатами геотехнічного моніторингу було зроблено попереднє узагальнення про те, що характер і закономірності розташування та розвитку деформаційних тріщин у несучих цегляних стінах будинку вказує на те, що головною причиною їх виникнення є нерівномірні деформації основи їх фундаментів.

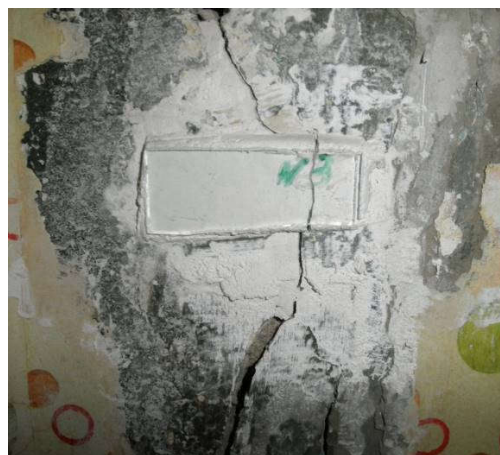
Подальший розвиток тріщин може призвести до руйнування будівлі тому доцільно розробити заходи щодо стабілізації нерівномірних деформацій будівлі. При цьому окремою задачею є визначення критичних значень розкриття існуючих і місця появи нових тріщин, що можуть призвести до руйнування будівлі і викликати завали, оскільки будівля експлуатується і в ній живуть люди.

Слід зауважити, що загальний технічний стан будівлі перехідний від незадовільного до аварійного [69].

У межах підготовчого етапу геотехнічного моніторингу також влаштовано стінові осадочні марки на рівні цоколя (рис. 2.14) та знято їх «нульові» відліки.



а



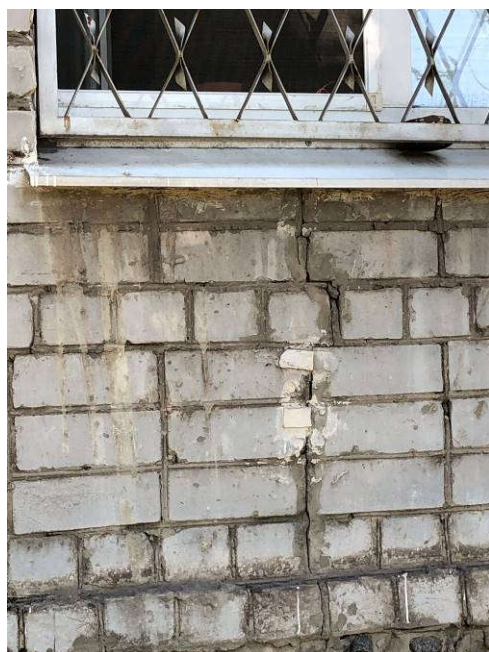
б



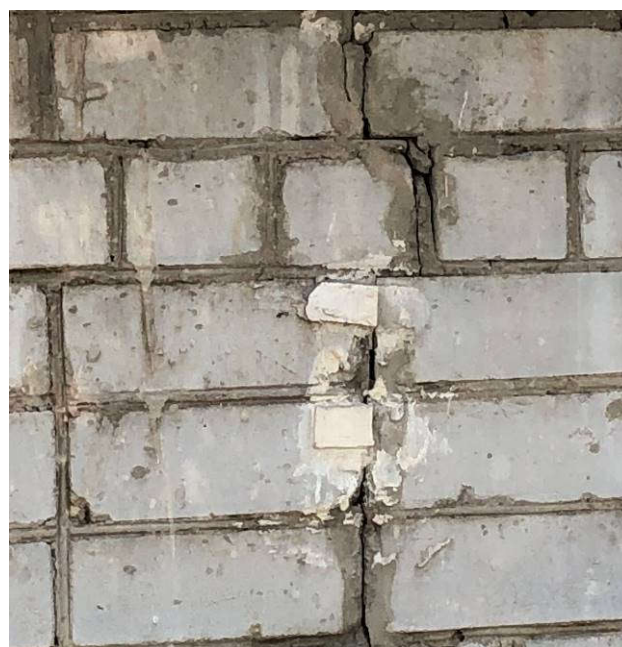
в



г



д



е

Рис. 2.13. Гіпсові маячки на несучих стінах будівлі й тріщини в них на:
внутрішній стіні (переважно в районі сходової клітки):
а – третьому; б – четвертому; в, г – п'ятому поверхах;
зовонішній стіні: д, е – першому поверсі з руйнуванням маячку



Рис. 2.14. Стінові осадочні марки

З аналізу технічної документації встановлено, що фундаменти натурального об'єкту було запроектовано як пальові із забивних призматичних залізобетонних паль СНпр 9-35 (довжина 9 м, поперечний переріз 350х350 мм) в один ряд, які об'єднані стрічковим монолітним залізобетонним ростверком висотою 400 мм. Під внутрішню несучу стіну ширина ростверку складає 400 мм, а зовнішню – 500 мм. Крок паль під внутрішню стіну – 1100 мм, зовнішню – 1360...1530 мм, а під торцеві стіни – 1590...1610 мм [154]. З'єднання паль з ростверком шарнірне, палі заведено у тіло ростверку на 100 мм.

Зафіксовані тріщини у стінах будівлі свідчать про різну жорсткість паль, але повноцінно це оцінити шляхом обстежень й інструментальних випробувань надзвичайно важко. Тому окремою науковою задачею є визначення фактичної жорсткості паль, яка призвела до появи тріщин в стінах будівлі внаслідок нерівномірних осідань пальових фундаментів.

Визначити фактичну жорсткість паль можливо лише шляхом ітераційного моделювання МСЕ системи «будівля – палі – ґрунтова основа». При цьому потрібно варіювати жорсткість паль таким чином, щоб досягнути значень

напружень розтягу в стінових конструкціях будівлі, які викликають утворення тріщин. Результати ітераційних розрахунків для уточнення фактичної жорсткості паль наведено у розділі 4.

2.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови дослідного об'єкту

На підготовчому етапі геотехнічного моніторингу було також встановлено, що у геологічній будові майданчика, де розташована деформована будівля, приймають участь піщані й глинисті відклади четвертинної системи.

У літологічному відношенні у межах майданчику під сучасним насипним шаром (суміш пісків насипних, будівельного і побутового сміття) (ІГЕ-1а) та пісками намивними, мілкими, неоднорідними (ІГЕ-2с і ІГЕ-2п, відповідно середнього ступеня водонасичення, середньої щільності й середнього ступеня водонасичення і насиченими водою, щільними з модулем деформації відповідно $E = 19,5$ і 35 МПа) загальною потужністю близько 7 м залягає шар, так званих, похованих ґрунтів (ІГЕ-3) – супіски шаруваті, опіщанені, з прошарками мулів і глин, текучі, з домішками органічних речовин ($E = 6,5$ МПа, вміст органічних речовин – 8%), що з глибини приблизно 9 – 10 м підстилаються пісками алювіальними, середньої крупності, щільними (ІГЕ-4, $E = 45$ МПа, а з глибини близько 18 м – глиною Харківської світи [154].

Намив піску на ділянці під забудову проводився в 1970 – 1973 рр.

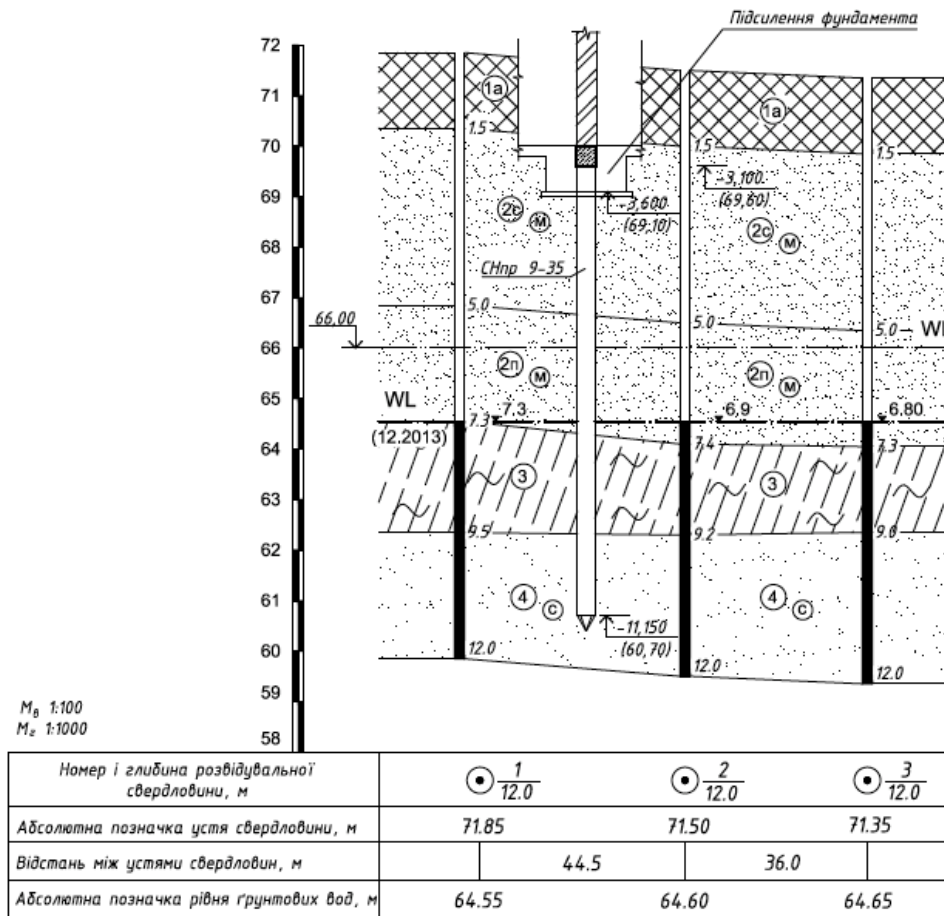
Рівень ґрунтових вод (WL) на момент вишукувань склав 6,8 – 7,3 м від земної поверхні.

Його річні та сезонні коливання досягають 1,5 м від цього рівня [154].

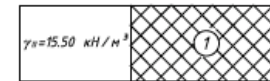
Інженерно-геологічний розріз майданчика розташування деформованої будівлі подано на рис. 2.15.

Значення фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчику подано в табл. 2.1.

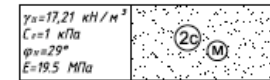
Інженерно-геологічний розріз



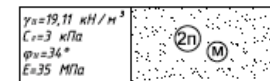
Умовні позначення



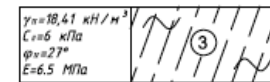
Насипний шар – ґрунти та пісок в суміші з будівельним сміттям та побутового сміття, не злежалі, пухкі;



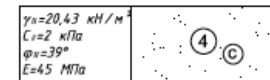
Піски мілкі жовто-сірі, кварцеві, неоднорідні, середнього ступеню водонасичення, середньої щільності (стабілізовані по щільності піски наміду);



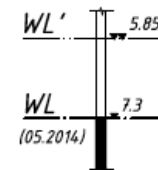
Піски тіж самі, середнього ступеню водонасичення та водонасичені, щільні;



Супіски шаруваті, темно-сірі, опіщанені, с прошарками чорних мулів та глин товщиною до 1,5 см, низькопористі, текучі (поховані ґрунти);



Піски середньої крупності сірі, щільні, кварцеві, насичені водою.



річні та сезонні коливання рівня ґрунтових вод;

рівень ґрунтових вод на час вишукувань (12.2013 р.).

Рис. 2.15. Інженерно-геологічний розріз майданчика розташування деформованої будівлі та вертикальна прив'язка палі до нього (згідно проекту)

Фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчику

Інженерно-геологічні елементи (ІГЕ)	ІГЕ-1	ІГЕ-2с	ІГЕ-2п	ІГЕ-3	ІГЕ-4
Характеристики ґрунтів					
Питома вага ґрунту γ , кН/м ³	15,50	17,21/19,16	19,11/20,1	18,41	20,43
Питоме зчеплення ґрунту c , кПа	-	1/0	3/2	6/4	2/1
Кут внутрішнього тертя ґрунту φ , °	-	29/25	34/30	27/23	39/34
Модуль деформації ґрунту E , МПа	-	19,5	35	6,5	45

У межах майданчика виявлено наступні несприятливі інженерно-геологічні процеси та явища:

- вплив на піски від вибухів у кар’єрі Полтавського ГЗК, що може призводити на їх динамічного розрідження;
- механічна суфозія пісків при експлуатації водонесучих комунікацій;
- достатньо потужна (до 2,3 м) товща, так званих, похованих ґрунтів, з прошарками мулів і глин, текучих, з домішками органічних речовин (ІГЕ-3), які мають відносно низькі значення механічних характеристик порівняно з пісками, між якими вони розташовані.

2.4 Визначення фактичних параметрів основ і фундаментів дослідного об’єкту

Виходячи з попереднього узагальнення геотехнічного моніторингу щодо характеру та закономірностей розташування і розвитку деформаційних тріщин у несучих цегляних стінах будинку, які вказують на те, що головною причиною їх виникнення є нерівномірні деформації основи їх фундаментів (п. 2.2), наступною вирішеною задачею стало визначення фактичних параметрів основ і фундаментів, у т. ч. фактичної довжини й технічного стану паль, параметрів ростверків, тощо.

Так проектом було передбачено прорізання товщі «похованих» ґрунтів ІГЕ-3 (супіски шаруваті, опіщанені, з прошарками мулів і глин, текучі, з домішками органічних речовин) забивними призматичними палями СНпр 9-35, які заходили в

ПЕ-4 (піски середньої крупності, щільні, насичені водою) [154]. Тому перевірена фактична довжина паль у складі ростверків.

Слід додати, що при статичному зондуванні не завжди вдавалося зондом пройти товщу намівених пісків, зокрема ПЕ-2п, який є щільним. Логічно, що й прорізати ці шари забиванням дизель-молотом паль перерізом 350х350 мм також було достатньо складно.

Тому контроль суцільності та довжини паль було здійснено акустичним методом за допомогою програмно-технічного комплексу Pile Integrity Tester PIT – W (Pile Dynamics ins USA) [154]. Комплекс PIT – W (виробництво США) має граничну відносну похибку визначення лінійних розмірів конструкцій $\pm 5\%$. Відносна похибка визначення часу поширення сигналу в діапазоні частот $f = 1.9$ кГц складає $\pm 1\%$.

Комплекс пройшов метрологічну повірку в центрі стандартизації, метрології і сертифікації. Прилад PIT™ Collector базується на використанні методу відбитих імпульсів (МВІ).

Спочатку посиляють імпульс, завдаючи легкого удару по поверхні палі. Для цього використовують спеціальний ручний молоток. Акустична хвиля, викликана імпульсом, розповсюджується вздовж палі. Форма палі та якість матеріалу, з якого вона виготовлена, впливають на відбиті хвилі, які реєструються по мірі їх повернення на поверхню. Записуються усі поверхневі вібрації для отримання інформації про всі основні відбиті сигнали. Далі для діагностики цілісності палі роблять аналіз відбитих хвиль з урахуванням їх природи та інтенсивності [154].

Для цих випробувань пройдено 6 шурфів [154] (у кожному з яких розчищено стовбур палі на 20 см): 3 з них – у лівій деформованій блок-секції в осях I-II; 2 – у рядовій блок секції в осях II-III; 1 – у правій блок-секції в осях III-IV (рис. 2.16).

Процес виконання робіт з контролю довжини паль наведено на рис. 2.17.

В результаті отримано діаграми результатів контролю довжини паль. Зокрема, такі графіки для паль, які розташовані під деформованою лівою торцевою блок-секцією, подано на рис. 2.18.



а



б



в



г



д



е

Рис. 2.16. Вигляд паль у ростверку з шурфів: а – №1 (паля №119); б – №2 (паля №105); в – №3 (паля №9); г – №4 (паля №77); д – №5 (паля №171); е – №6 (№33)

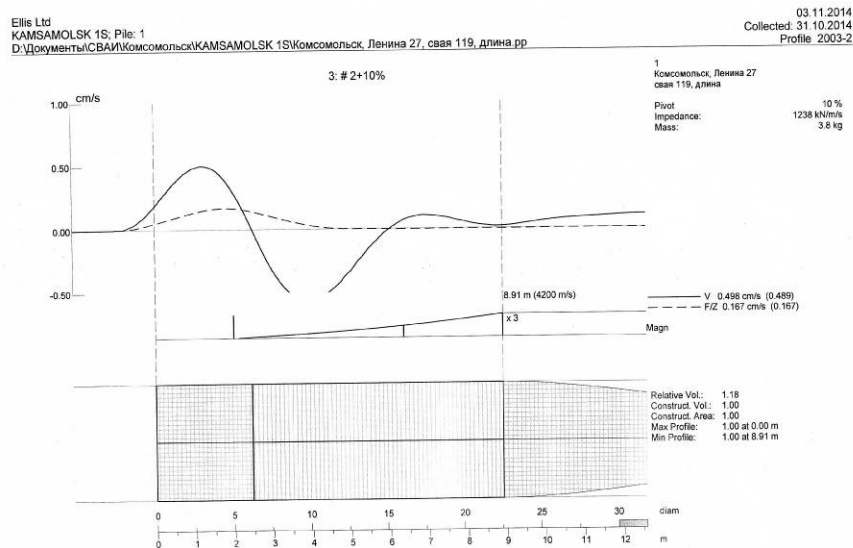


Рис. 2.17. Виконання робіт з контролю довжини паль акустичним методом

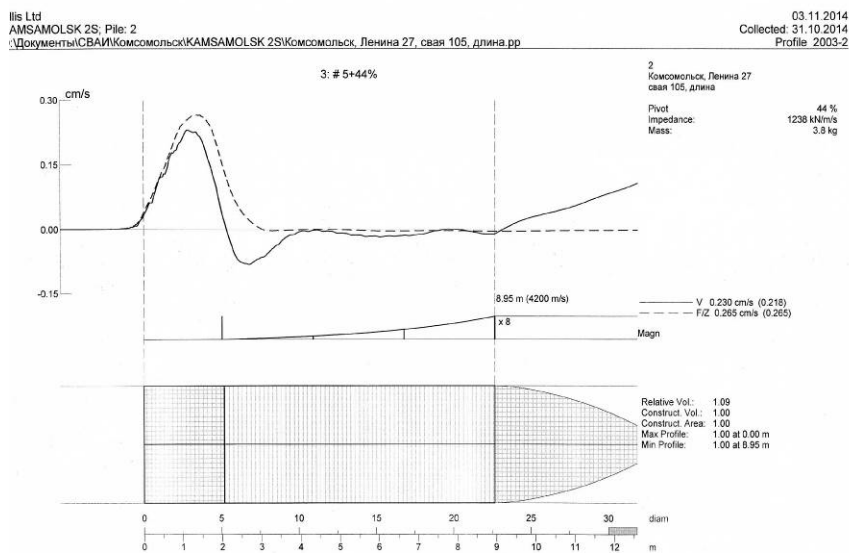
Для підтвердження результатів візуального й інструментального контролю цілісності паль та їх довжини перевірено можливість «зрубання» оголовків паль. Для цього проведено порівняння проектного армування оголовку паль з їх фактичним (перші 300 мм оголовку армується сітками з кроком 50 мм, а потім починається спіраль довжиною 700 мм з кроком поперечної арматури 100 мм, яка переходить у спіраль з кроком поперечної арматури 200 мм) [154]. Захисний шар бетону було попередньо видалено.

При дослідженні армування паль (рис. 2.19) глибину шурфів порівняно з етапом неруйнівних випробувань акустичним методом збільшено. В результаті чого, зокрема, у стовбурі палі №9 (шурф №1) знайдено тріщини.

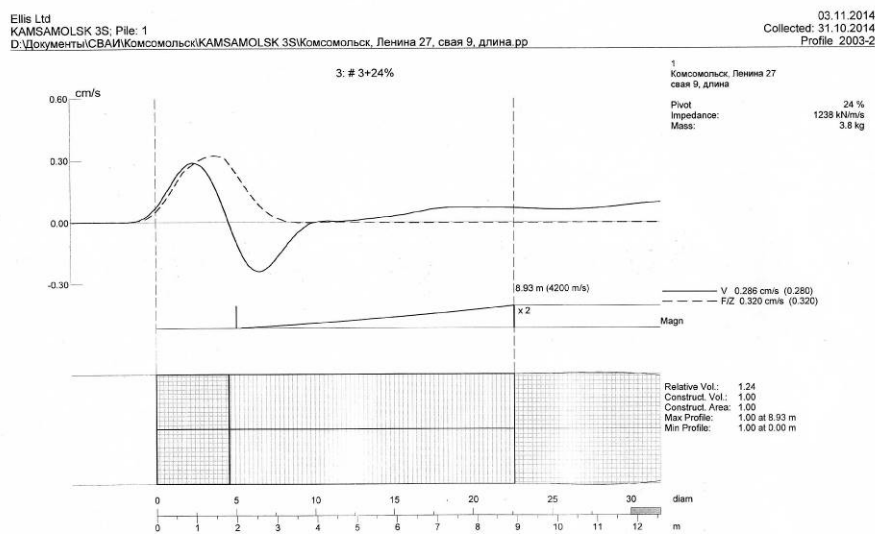
Захисний шар бетону відколото в розтягнутій зоні, тобто ця паля фактично зруйнована. Бетон у стиснутій зоні сколювався та кришився. Крок поперечної арматури склав 200 мм. Це підтверджує, що палю не занурено на проектну позначку, її було «зрубано» [154].



а



б



в

Рис. 2.18. Диаграммы результатов контроля длины палей акустическим методом:
а – № 119 у шурфа №1; б – № 105 у шурфа №2; в – № 9 у шурфа №3



Рис. 2.19. Вигляд паль у ростверку з шурфів при дослідженні армування паль:
а – паля №119 у шурфі №1; б – паля №105 у шурфі №2; в – паля №9 у шурфі №3

Мінімальна довжина «зрубаної» частини становила 600 мм. У такому стані паля №9 (шурф №1) не сприймає вертикальних стискуючих навантажень.

Щодо палі №105 (шурф №2) визначено, що крок арматури при обстеженні склав 100 мм, отже, вістря цієї палі досягло проектної позначки.

Для палі №9 (шурф №3) встановлено, що крок арматури при обстеженні склав 175 мм, тобто в процесі будівництва оголовок було «зрубано» не менше чим на 1,0 м.

Результати аналізу інструментального контролю довжини палі та візуального оцінювання їх цілісності зведено в табл. 2.2 [154].

Результати інструментального контролю довжини паль та їх цілісності

№ шурфу / палі	Фактична довжина паль, м	Примітки
1 / 119*	паля зруйнована	Руйнування палі через відхилення від проектного положення при її зануренні. Паля працює на позacentровий стиск через значний ексцентриситет навантаження та відхилення стовбуру від вертикалі. Розкриття тріщин у палі – 40 мм
2 / 105*	8.5	—
3 / 9*	4.5	—
4 / 77	8.5	—
5 / 171	6.0	—
6 / 33	7.5	—

* шурфи та палі в них, розташовані в лівій блок-секції, що зазнала найбільші деформації

Отже, перевірка армування паль у процесі геотехнічного моніторингу в цілому підтверджує попереднє узагальнення, що частину паль деформованої блок-секції не занурено на проектну позначку. Тобто, отримані акустичним методом величини довжини паль відповідають дійсності. Тому для встановлення причин нерівномірних деформацій основ блок-секції шляхом аналітичних розрахунків проведено оцінювання несучої здатності пальових фундаментів деформованої будівлі і деформативності їх основ.

Ці дані були використано як передумову для складання скінченно-елементної моделі системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», в тому числі для ітераційних розрахунків для уточнення жорсткості паль.

2.5 Оцінювання несучої здатності пальових фундаментів деформованої будівлі і деформативності їх основ

Проект будівлі передбачав прорізання товщі похованих ґрунтів палями СНпр 9-35, які заходили в ПЕ-4. Відповідна вертикальна прив'язка палі до інженерно-геологічного розрізу наведена на рис. 2.15.

Несучу здатність одиночної висячої палі постійного поперечного перерізу визначали за формулами та таблицями ДБН В.2.1-10-2009 [30]

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{Cf} \cdot f_i \cdot h_i \right), \quad (2.1)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі у ґрунті, $\gamma_c=1$;

γ_{CR}, γ_{Cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і за бічною поверхнею палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту, приймається за таблицею [30]; $\gamma_{CR}=1, \gamma_{Cf}=1$;

A – площа спирання на ґрунт палі: $A=0,35 \times 0,35=0,12 \text{ м}^2$;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі: $u=0,35 \times 4=1,4 \text{ м}$;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що контактує з бічною поверхнею палі;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, приймають за таблицею [30] в залежності від класифікаційних характеристик ґрунту та глибини розташування вістря палі від земної поверхні (зокрема для умов вертикальної прив'язки палі до інженерно-геологічного розрізу (рис. 2.15), коли під нижнім кінцем палі ІГЕ-4 (піски середньої крупності, $R=6547,2 \text{ кПа}$);

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні палі (за таблицею [30] в залежності від класифікаційних характеристик ґрунту й глибини розташування середини шару від земної поверхні).

Розрахункове навантаження на палю складає [33]

$$N = F_d / \gamma_k, \quad (2.2)$$

де γ_k – коефіцієнт надійності, визначається залежно від способу визначення несучої здатності палі, $\gamma_k=1,4$ (несуча здатність палі за розрахунком) [33].

Поодинокі значення граничного опору палі більш достовірно визначають за даними статичного зондування ґрунту розширеним наконечником за методикою професора М.Л. Зоценка [44, 66]

$$F_u = \theta q_s^0 A \lambda_0 + 0,0117 u_i \sum_{i=1}^{i=n} q_s^i h_i \lambda_i \theta_{si} + 6 u_i \sum_{i=1}^{i=n} h_i \theta_{si}, \quad (2.3)$$

де θ та θ_{si} – коефіцієнти, що враховують характер деформацій в основі палі, значення яких встановлені за статистичним аналізом результатів їх статичних випробувань паль і зондування ґрунту; зокрема, для забивних призматичних паль θ і θ_{si} дорівнюють одиниці [44, 66];

λ – перехідний коефіцієнт для шарів ґрунту в межах довжини палі [44, 66];

q_s^i – опір кожного шару ґрунту в межах довжини палі, кПа [44, 66];

n – кількість несучих шарів ґрунту в межах довжини палі [44, 66].

При цьому несуча здатність забивної призматичної палі за даними статичного зондування дорівнює [33]

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^{i=n} F_u}{n\gamma_g}, \quad (2.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c = 1$ [33];

γ_g – коефіцієнт надійності [33];

n – число точок зондування (не менше ніж 5) [33].

Але, як зазначено в п. 2.4, при статичному зондуванні на цьому конкретному майданчику не завжди вдавалося зондом пройти шар намівного щільного піску.

Осідання основи умовного ґрунтопального фундаменту визначали методом пошарового підсумовування (після підтвердження, що середній тиск по його підшві менший за розрахунковий опір ґрунту в рівні вістря паль) [30]

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}, \quad (2.5)$$

де σ_{zpi} – середнє значення додаткового тиску в i -му елементарному шарі;

h_i, E_i – відповідно товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту;

n – кількість елементарних шарів у межах товщі, що стискується.

Оскільки в межах глибини занурення паль залягає і шар «похованого» ґрунту товщиною понад 0,3 м, то ширину цього умовного фундаменту приймають

обмеженим з боків вертикальною площиною, віддаленою від зовнішніх граней ряду паль на відстані $h_{mi}tg \cdot (\varphi_{II\ mi}/4)$, де h_{mi} – відстань від вістря палі до підосви шару «похованого» ґрунту.

Отже, розрахунком встановлено, що для проектного варіанту будинку (коли дев'ятиметрові палі заходили в ІГЕ-4) нормативні умови виконуються:

- навантаження на палю під внутрішню та зовнішню несучу стіну відповідно складає 404,5 кН та 390,6 кН [154];
- несуча здатність палі $Fd = 1334,8$ кН [154];
- допустиме розрахункове навантаження на неї $N = 953,4$ кН [154];
- осідання основи умовного ґрунтопального фундаменту складає $S = 1,44$ см.

Враховуючи вищесказане й найгірший можливий варіант, за умови якого при пориві теплотраси міг виникнути ефект «негативного тертя» за бічною поверхнею палі проектної довжини, величина котрого може досягти 317,0 кН (шари ґрунту ІГЕ-2с та ІГЕ-2п), допустиме розрахункове навантаження на таку палю складає $N = 499,5$ кН, що все-одно перевищує навантаження на палю від конструкцій будинку 404,5 кН [154], а отже нормативні умови виконуються.

Тому для встановлених натурним експериментом фактичних параметрів палі №119 у шурфі №1 (тобто її довжина 4,5 м) виконана її вертикальна прив'язка до інженерно-геологічного розрізу майданчика розташування блок-секції (рис. 2.20) і розрахунком отримано осідання основи такого пального фундаменту $S = 2,5$ см. Таким чином, різниця між осіданням основ паль довжиною 9 м і 4,5 м складає близько 1,0 см, що не могло стати причиною фактичних наднормових деформацій [154].

Однак, враховуючи виникнення ефекту «негативного тертя» через самоущільнення та механічну суфозію у верхніх шарах намівних пісків після пориву магістральної теплотраси, які підсилювались інерційними силами від вибухів у кар'єрі, несуча здатність палі довжиною 4,5 м знизилась до $Fd = 375,7$ кН, а розрахункове допустиме навантаження на неї – до $N = 268,0$ кН, що менше вертикального зусилля від конструкцій будівлі 404,5 кН [154].

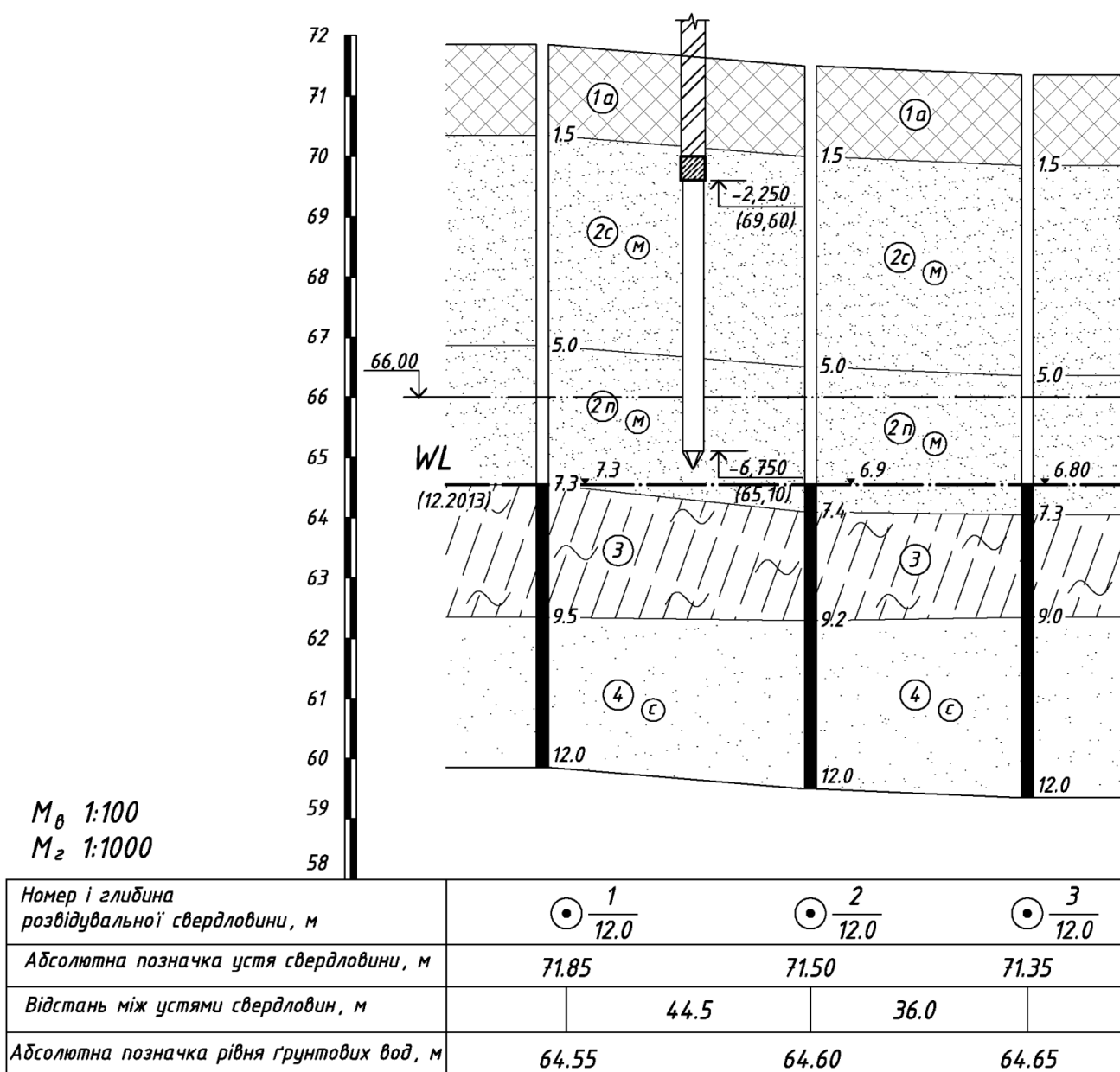


Рис. 2.20. Вертикальна прив'язка палі довжиною 4,5 м до інженерно-геологічного розрізу майданчика розташування деформованої будівлі

Тому при перевищенні допустимого навантаження на палю осідання основи цього пальового фундаменту відбувалися вже у нелінійній стадії (а отже, перевищують нормативні граничні осідання), які й призвели до появи та розвитку фактичних деформацій, у т. ч. тріщин, будівлі. Якщо б всі палі вістрям досягли проектної позначки, то, звичайно, такі деформації в будівлі не виникли б [154].

Отже, технічний стан пальових фундаментів будівлі було класифіковано як незадовільний [69]. А оскільки при обстеженні встановлено, що деякі палі зазнали

значних ушкоджень, довжина інших не відповідає проектній, не можливо гарантувати відсутність поривів водонесучих комунікацій на майбутнє та ліквідувати негативний вплив вибухів у кар'єрі на стан намівних пісків, за результатами геомоніторингу прийнято рішення – розробити конструктивно-технологічне рішення, яке б значною мірою прибрато нерівномірний характер розподілу напружень у системі «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» і наблизило його до початкового стану, і відповідний проект посилення пальових фундаментів деформованої будівлі. Для того щоб гарантувати надійність розробленого варіанту підсилення фундаментів, особливо на момент реалізації проектного рішення необхідно підтвердити шляхом моделювання МСЕ.

2.6 Дослідження геотехнічних властивостей ущільнених насипних пісків для використання їх в якості основи плити посилення фундаменту будівлі

Враховуючи необхідність використання в якості основи елементів посилення (балок і плити) існуючих пальових фундаментів пісків мілких, насипних і намівних, було досліджено вплив фактору часу на характеристики таких пісків. Так у насипних ґрунтах постійно відбуваються процеси самоущільнення, зміцнення а, з іншого боку – розпушення. Вони залежать від цілого ряду факторів: виду ґрунту, його стану і гранулометричного складу, способу відсипання й ущільнення, зміни у часі гідрогеологічного режиму в тілі насипу, час відсипання та ін. Так у пісках кварцові частинки за рахунок взаємодії кремнегеля можуть злипатися між собою і з часом при деяких умовах зміцнюють породи. Найбільша інтенсивність зміцнення у піщаних ґрунтах відбувається протягом 2 – 3 років, а у глинистих – 5 – 10 років, потім вона поступово згасає [17].

Зразки ґрунту відбирали в кільця площею 40 см², об'ємом 140 см³ (діаметром і висотою відповідно близько 70 та 35 мм) з шурфів. Їх зберігання й доставку до лабораторії для подальших досліджень виконували за вимогами ДСТУ Б В.2.1-8-2001 і ДБН А.2.-1-2008. У лабораторії визначали фізичні властивості (за ДСТУ Б

В.2.1-3-96, ДСТУ Б В.2.1-17: 2009, ДСТУ Б В.2.1-19: 2009). Так на момент досліджень зміни характеристик ущільнених пісків мілких з плином часу вік подушки складав близько 2 років [17].

Результати досліджень показали, що у шарах відбулося додаткове ущільнення від власної ваги ґрунту, що знаходиться вище них. Також спостерігалась більш висока інтенсивність його самоущільнення при вологості $w = 20 - 25\%$ у порівнянні із $w = 6 - 18\%$. Інтенсивність самоущільнення залежить і від величини тиску від власної ваги ґрунту σ_{zg} .

За однакового тиску від власної ваги ґрунту спостерігались значення щільності скелета ґрунту на 6% більші (з 1,62 до 1,65 г/см³) при вологості $w = 20 - 25\%$. Це явище можна пояснити наступним чином. При вологості ґрунту, більшій за максимальну кількість зв'язної води, електричний потенціал поверхні частинок повністю використаний, система має нейтральний заряд і товщина плівок зв'язаної води має максимальне значення. Наявність значної кількості вільної води приводить до того, що з часом вона під дією гравітації, власної ваги ґрунту і зовнішніх навантажень витискається з пор ґрунту, що спричиняє його додаткове ущільнення за рахунок більш компактного розташування частинок.

Таким чином, потрібно намагатися зводити штучні ущільнені ґрунтові масиви при вологості рівній максимальній кількості зв'язної води, бо в цьому разі зміна характеристик у часі буде майже відсутньою.

Для оперативного контролю якості ущільнення штучних (зокрема, насипних і наливних) ґрунтових масивів і дослідження механічних властивостей ґрунтів, у т. ч. з урахування чиннику часу, за безпосередньої участі автора було розроблено та захищено патентом на корисну модель № 41209 «Пенетромтр польовий», E02D 1/00, G01/N 3/00 [73]. Корисна модель відноситься до будівництва, а саме до пристроїв для визначення фізико-механічних властивостей ґрунту, у тому числі для оперативного контролю якості ущільнення штучних ґрунтових масивів шляхом визначення питомого опору пенетрації на їх поверхні [73].

Відомий мікропенетромтр конструкції ВСЕГІНГЕО МВ-2, довжиною 300 мм, діаметром 20 мм і масою 300 г [44, 88] для випробовування ґрунтів на

поверхні, що містить змінний індентор, зокрема конічний наконечник, з кутом при вершині 30° і висотою 25 мм, циліндричний корпус з ручкою, штоком, пружиною з початковим натягом 0,55 кг і кінцевим натягом 2,55 кг, движком і опорною плитою. Зусилля через ручку передається на пружину, котра тисне на шток, а він передає навантаження на індентор, який вдавлюється у ґрунт [73]. Стійкість пристрою на поверхні ґрунту надає опорна плита, що має отвір у центрі для вільного пропуску індентору. Принцип дії пристрою базується на вимірюванні глибини занурення підпружиненого індентору [44, 73, 88].

Недоліком аналогу є невисока точність вимірів, внаслідок того, що на індентор щоразу передається нефіксоване навантаження, тобто має місце непряме вимірювання, через пружину, початковий натяг якої може з часом змінюватися, в результаті визначається неточний опір ґрунту проникненню індентору [73]. Ще одним недоліком аналогу є незручність знімання відліків, оскільки вимірювальна лінійка, при робочому положенні мікропенетрометра, знаходиться лише на 30-40 мм вище від рівня поверхні ґрунту [73].

Найбільш близьким технічним рішенням є пенетрометр для визначення показників міцності ґрунту методом пенетрації конструкції Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» [123] (фотографію якого подано на рис. 2.10), що містить нижню опорну горизонтальну суцільну платформу з горизонтальним столиком і вертикальну стійку, за якою може переміщуватися і на якій закріплюється горизонтальний кронштейн, крізь отвір в якому паралельно стійці вставляється й закріплюється фіксатором вертикальний шток, що знизу має змінний індентор, наприклад конічної форми [73]. Отвір у кронштейні служить спрямовуючою лінійною переміщення вертикального штока. Після звільнення фіксатора на вертикальний шток чіпляються торійовані вантажі для створення фіксованого ступеневого статичного навантаження на індентор. До кронштейну в одній площині зі штоком кріпиться вимірювальна головка годинникового типу, що своїм рухомим органом спирається на оголовок вертикального штоку, для вимірювання глибини занурення індентору в ґрунт. Кільце з попередньо відібраним або штучно приготованим зразком ґрунту

відповідно природної чи порушеної структури розміщується на горизонтальному столику. Вістря індентору підводиться безпосередньо до поверхні ґрунту, після чого через певні проміжки часу на шток чіпляються торійовані вантажі, від чого індентор вдавлюється в ґрунт на глибину, яка щоразу заміряється індикатором.



Рис. 2.10. Пенетрометр для визначення показників міцності ґрунту, прийнятий за прототип для «Пенетрометру польового» (патент на корисну модель № 41209)

Суттєвою ознакою, загальною з об'єктом, що заявляється [73], є наявність нижньої опорної горизонтальної платформи, вертикальної стійки, вертикального штоку, на який чіпляються торійовані вантажі для створення фіксованого ступеневого статичного навантаження на змінний індентор, наприклад конічної форми, розміщений знизу вертикального штоку, спрямовуючі лінійного

переміщення вертикального штоку, фіксатор вертикального штоку, кронштейн із вимірювальною головкою годинникового типу, що своїм рухомим органом спирається на оголовок вертикального штоку, для вимірювання глибини занурення індентору в ґрунт [73].

Недоліком прототипу є неможливість визначення питомого опору penetрації ґрунтів у польових умовах, внаслідок того, що за своєю конструкцією ним можна випробувати ґрунт, лише попередньо відібраний у кільце, яке розміщується на горизонтальному столику [73].

В основу корисної моделі покладено завдання удосконалення пенетрометра для можливості визначення питомого опору penetрації ґрунтів у польових умовах, в якому зміною форми нижньої опорної горизонтальної платформи та конструкції спрямовуючих лінійного переміщення вертикального штоку та введенням додаткових вертикальних стійок і горизонтальних платформ, які жорстко з'єднані між собою, забезпечується можливість установа його в робоче положення безпосередньо на поверхню ґрунту, який потрібно випробувати, за рахунок чого забезпечується надійне використання пенетрометра в польових умовах [73].

Поставлене завдання вирішується тим, що польовий пенетрометр [73], який містить нижню опорну горизонтальну платформу, вертикальну стійку, вертикальний шток, на який чіпляються торійовані вантажі для створення фіксованого ступеневого статичного навантаження на змінний індентор, наприклад конічної форми, розміщений знизу вертикального штоку, спрямовуючі лінійного переміщення вертикального штоку, фіксатор вертикального штоку, кронштейн із вимірювальною головкою годинникового типу, що своїм рухомим органом спирається на оголовок вертикального штоку, для вимірювання глибини занурення індентору в ґрунт, згідно корисної моделі додатково споряджений вертикальними стійками і горизонтальними платформами, які жорстко з'єднані між собою, при цьому спрямовуючі лінійного переміщення вертикального штоку виконані у вигляді роликів, а нижня опорна горизонтальна платформа містить отвір для проходження крізь неї змінного індентору [73].

Суть корисної моделі [73] полягає у тому, що пристрій забезпечує можливість визначення питомого опору penetрації ґрунтів у польових умовах внаслідок утворення стійкого каркасу жорстко з'єднаними між собою вертикальними стійками та горизонтальними платформами, а також наявності отвору в нижній опорній горизонтальній платформі для проходження крізь неї змінного індентору та виконанні спрямовуючих лінійного переміщення вертикального штоку для зменшення сил тертя у вигляді роликів, завдяки чому забезпечується можливість надійної роботи пенетрометра в польових умовах на горизонтально спланованій поверхні при збереженні високої точності визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів [73].

На рис. 2.11 зображено вертикальний осьовий переріз пристрою в робочому стані. На рис. 2.12 зображені перерізи А-А, Б-Б, В-В, Г-Г [73].

Пристрій містить [73] нижню опорну 1, середню 2 та верхню 3 горизонтальні платформи, що жорстко з'єднані між собою вертикальними стійками 4. Вздовж вертикальної осі пенетрометра розміщено вертикальний шток 5, на який чіпляються торійовані вантажі 6 для створення навантаження на змінний індентор 7, розміщений знизу вертикального штоку 5 [73]. Щоб вертикальний шток 5 мав змогу без перешкод переміщуватися у вертикальному напрямі середня 2 і верхня 3 горизонтальні платформи споряджені спрямовуючими лінійного переміщення вертикального штоку 5 у вигляді роликів 8, а для закріплення вертикального штоку 5 на верхній платформі 4 розміщено фіксатор 9. Вимірювальна головка годинникового типу 10 фіксується в кронштейні 11, який закріплюється на верхній горизонтальній платформі 3. Вимірювальна головка годинникового типу 10 своїм рухомим органом спирається на оголовок вертикального штоку 5 [73].

Робота пристрою здійснюється таким чином [73]. Пристрій встановлюється нижньою опорною горизонтальною платформою 1 на горизонтально сплановану поверхню ґрунту. Вертикальний шток 5 зі змінним індентором 7 переміщують до торкання вістря індентору з поверхнею ґрунту, після чого його фіксують у цьому положенні фіксатором 9 і налаштовують вимірювальну головку 10 на нульову позначку [73].

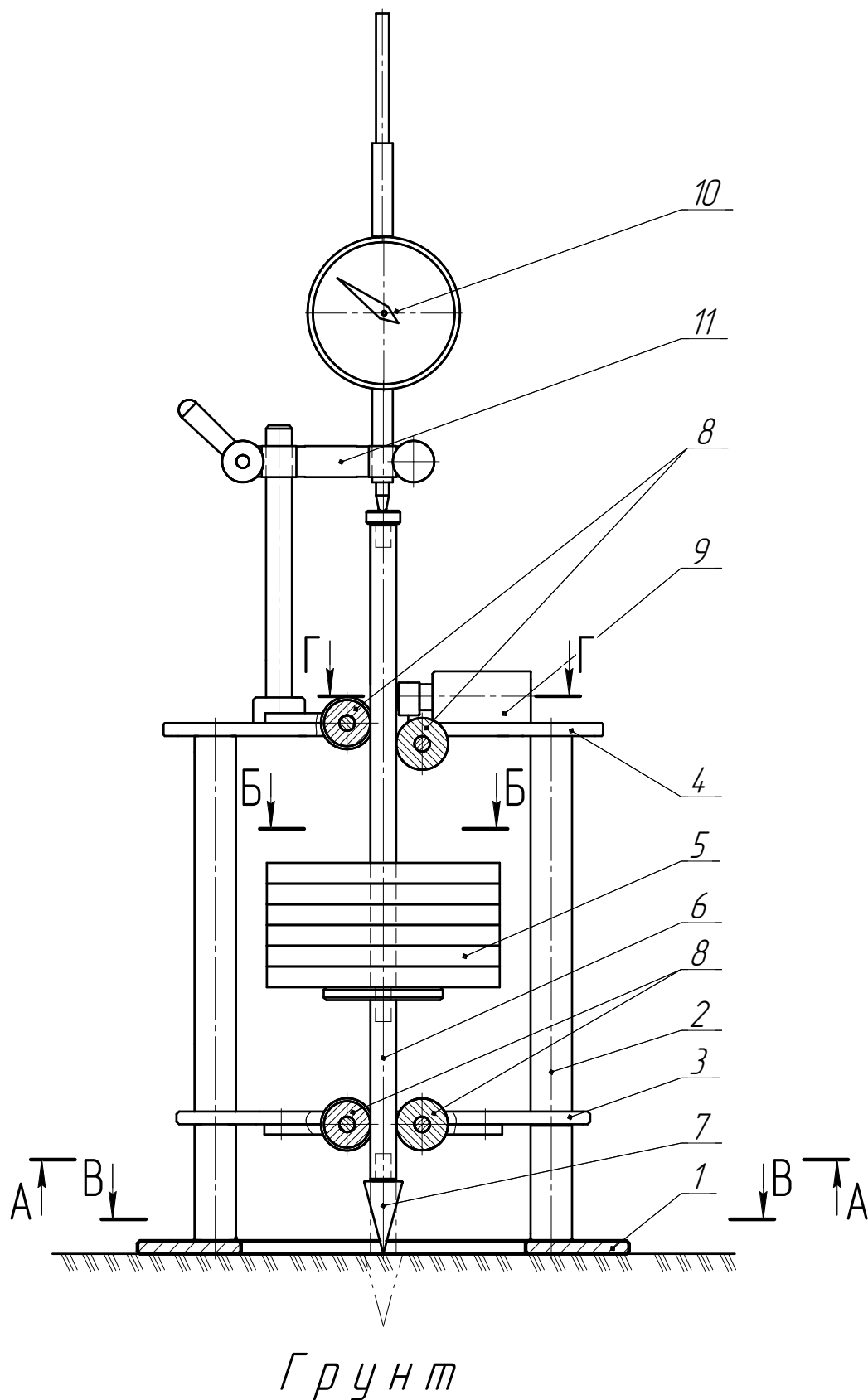


Рис. 2.11. Вертикальний осьовий переріз пенетromетру польового в робочому стані [73]

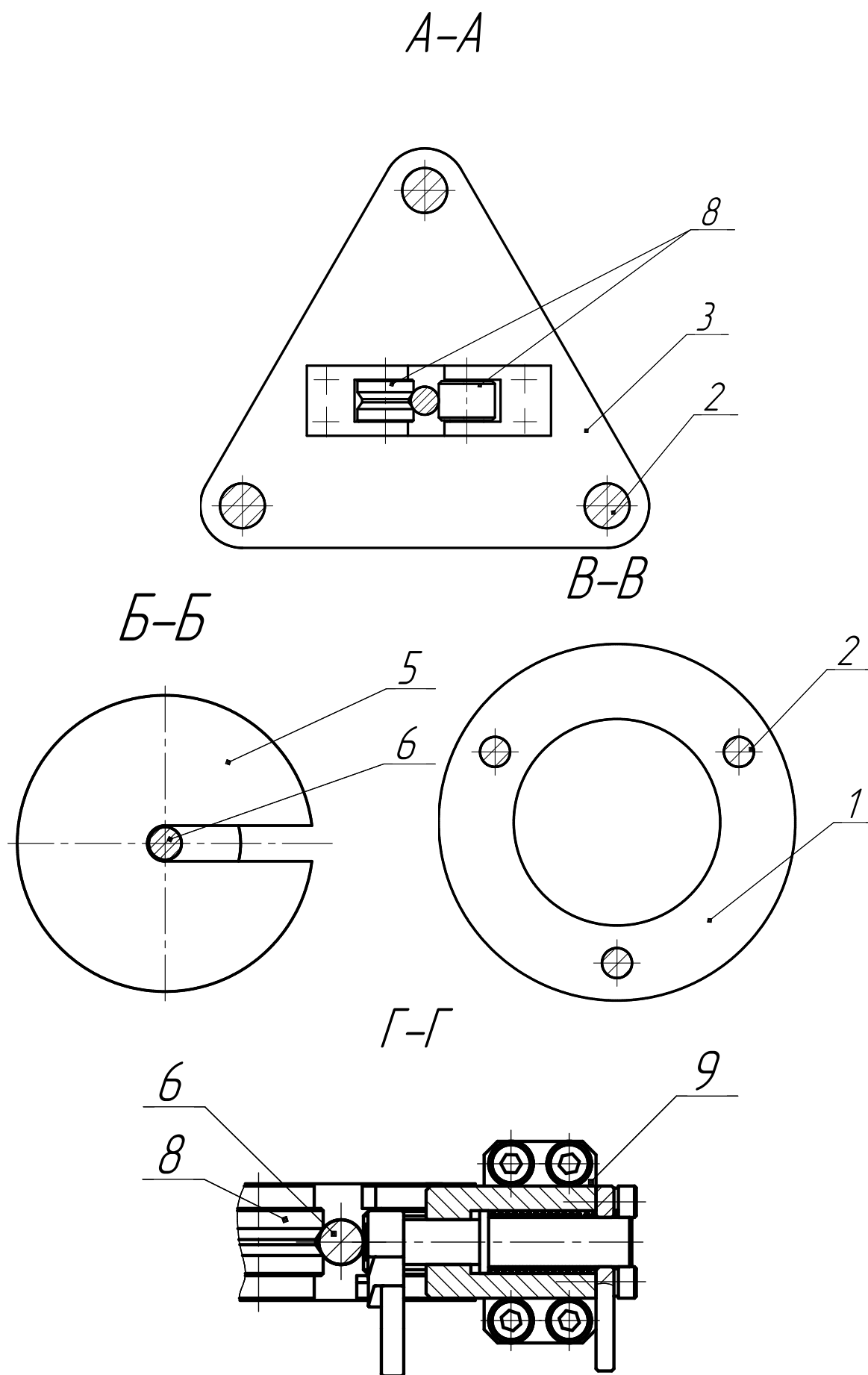


Рис. 2.12. Перерізи А-А, Б-Б, В-В, Г-Г пенетрометра польового [73]

Вимірювання починають зі звільнення вертикального штоку 5, при цьому змінний індентор 7 під дією власної ваги та ваги вертикального штоку 5 занурюється у ґрунт протягом певного часового інтервалу (зазвичай 1 хвилина). Знімають відлік з вимірювальної головки 10, визначаючи глибину занурення індентору 7. Після цього на вертикальний шток 5 чіпляють торійований вантаж 6, наприклад плоску гирю вагою 2 Н, і після певного часового інтервалу знову знімають відлік з вимірювальної головки годинникового типу 10 глибини занурення індентору 7. Далі, збільшуючи ступенями навантаження на шток, повторюють цю операцію певну кількість разів [73].

Прикладом реалізації пристрою, що заявляється, може служити пенетрометр польовий [73], до складу якого входять: нижня опорна горизонтальна платформа 1 у формі кільця із зовнішнім діаметром 190 мм і внутрішнім діаметром 110 мм; середня горизонтальна платформа 2 у формі рівностороннього трикутника з розмірами основи 160 мм і висотою 143 мм з прямокутним (26x55 мм) отвором у центрі; верхня горизонтальна платформа 3 у формі рівностороннього трикутника з розміром сторін 170 мм. Габаритні розміри вертикальних стійок 4 такі: висота – 205 мм; діаметр – 16 мм. Вертикальний шток 5 разом зі змінним індентором 7 має довжину 288 мм. Висота змінного індентору у вигляді конусу 7 складає 28 мм, кут при його вершині – 30°. Нижня опорна 1, середня 2 і верхня 3 горизонтальні платформи та вантажі 6 виконуються зі сталі 12Х18Н10Т (ГОСТ 5632-72), а вертикальні стійки 4, вертикальний шток 5, фіксатор 9 і змінний індентор 7 виконуються зі сталі 30Х13 (ГОСТ 5632-72) [73].

Така конструкція пристрою забезпечує можливість отримання залежності

$$R = P/h^2, \quad (2.6)$$

де R – питомий опір пенетрації, кПа [44, 73, 150];

P – навантаження на індентор, кН [44, 73, 150];

h – глибина занурення індентору в ґрунт, м [44, 73, 150],

і визначення питомого опору penetрації ґрунту безпосередньо на майданчику будівництва при збереженні високої точності визначення фізико-механічних властивостей ґрунту [44, 73, 150].

За результатами дослідження геотехнічних властивостей ущільнених насипних пісків для використання їх в якості основи плити посилення фундаменту будівлі установлений факт, що за час експлуатації будівлі верхні шари самоущільнилися [17, 62].

Згідно з проведеними дослідженнями визначено, що на поведінку ущільненого ґрунту в часі значний вплив має вологість, при якій відбувалося самоущільнення, й кількісне співвідношення окремих видів води в ущільненому ґрунті [17, 62].

Розглянемо схему впливу кількісного вмісту різних видів води на поведінку ущільненого ґрунту в часі. Якщо його ущільнення виконано при вологості, меншій, ніж максимальна кількість зв'язаної води W_{con} , то електричний потенціал поверхні твердих частинок не використано і вони здатні збільшити товщину плівок зв'язаної води δ до її максимально можливого значення δ_{max} при додатковому зволоженні ґрунту під час експлуатації насипу. Збільшення товщини плівок зв'язаної води призводить до підвищення початкового об'єму ущільненого ґрунту і деформації насипу [17, 62].

Треба враховувати й те, що, як правило, зволоження масиву відбувається нерівномірно, що відповідно викликає нерівномірну деформацію.

Якщо ущільнення ґрунту виконано при вологості, яка значно перевищує максимальну кількість зв'язаної води, то електричний потенціал поверхні твердих частинок повністю використано, система має нейтральний заряд, і товщина плівок зв'язаної води має максимальне значення. Але наявність значної кількості вільної води призводить до того, що із часом вона під дією сил гравітації, власної ваги ґрунту і зовнішніх навантажень витискається з пор ґрунту. У свою чергу це спричиняє додаткове ущільнення ґрунту за рахунок більш компактного розташування твердих частинок [17, 62].

Міцність ґрунту при цьому збільшується, але виникають значні нерівномірні деформації. Саме така схема і була характерною в даному випадку [17, 62].

Таким чином, результати досліджень показали, що в масиві відбулося додаткове ущільнення від власної ваги ґрунту, вищерозташованих шарів, а також відзначені більші за очікувані осідання насипу.

Зафіксовано за однакового тиску від власної ваги ґрунту вищу на 6% (зі щільності скелету ґрунту $1,62 \text{ г/см}^3$ до $1,65 \text{ г/см}^3$) інтенсивність його самоущільнення протягом 2 років при вологості $w = 20 - 25\%$ порівняно з вологістю $w = 6 - 18\%$ [17, 62].

Цього достатньо для включення плити посилення пальових фундаментів «в роботу» одразу ж після її влаштування. Звичайно, що ефект самоущільнення також залежить від величини тиску.

У табл. 2.3 наведено параметри ущільнених ґрунтів за результатами досліджень, проведеними відповідно до вимог норм [30].

Таблиця 2.3

**Фізико-механічні характеристики ущільнених ґрунтів
(ІГЕ-2 – піски наживні, мілкі, неоднорідні)**

Час самоущільнення, роки	1 рік	2 роки
Характеристики ґрунтів		
Щільність ґрунту, г/см^3	1,62	1,65
Питоме зчеплення ґрунту c , кПа	0	1
Кут внутрішнього тертя ґрунту φ , °	23	25...26
Модуль деформації ґрунту E , МПа	17	22

Параметри ґрунтів із табл. 2.3 використано при наступному моделюванні НДС системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», у т. ч. на етапі включення в роботу елементів підсилення існуючих пальових фундаментів, оскільки саме ці ґрунти є їх основою.

2.7 Висновки за розділом 2

1. На характерному натурному об'єкті удосконалено й апробовано систему геотехнічного моніторингу та науково-технічного супровіду системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити: визначено фактичні параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; проведено спостереження за деформаціями об'єкту до й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку та стабілізації цих деформацій у часі й ін.

2. Причинами наднормативних деформацій основ пальових фундаментів будівлі є комплекс чинників: неможливість у ході будівництва досягнути вістрями паль проектної позначки, що призвело до значного зменшення їх несучої здатності і жорсткості; руйнування паль при їх зануренні у щільні піски; порив магістральної теплової мережі, котрий призвів до появи ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль; дія інерційних сил від вибухів у кар'єрі.

3. Технічний стан будівлі в цілому класифіковано як перехідний від незадовільного до аварійного.

4. Розроблено і захищено патентом на корисну модель нову конструкцію «Пенетрометру польового» для дослідження механічних властивостей ґрунтів і оперативного контролю якості ущільнення насипних і наливних масивів, який суттєво відрізняється від прототипу тим, що додатково споряджений вертикальними стійками і горизонтальними платформами, які жорстко з'єднані між собою, при цьому спрямовуючі лінійного переміщення вертикального штоку виконані у вигляді роликів, а нижня опорна горизонтальна платформа містить отвір для проходження крізь неї змінного індентору [73].

5. Отримано нові дослідні дані зміни властивостей ущільнених мілких пісків під ребристу плиту посилення з урахуванням чиннику часу. Зафіксовано за однакового тиску від власної ваги ґрунту вищу на 6% (зі щільності скелету ґрунту з 1,62 до 1,65 г/см³) інтенсивність їх самоущільнення протягом 2 років при

вологості $w = 20 - 25\%$ порівняно з $w = 6 - 18\%$. Цього достатньо для включення плити посилення пальових фундаментів «в роботу» одразу ж після її влаштування. Ефект самоущільнення залежить також і від величини тиску.

6. Встановлені в результаті удосконаленого геотехнічного моніторингу та науково-технічного супроводу фактичні параметри системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» надалі використано для побудови її розрахункової схеми та відповідного поетапного моделювання МСЕ НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових.

З УДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНОГО РІШЕННЯ ПОСИЛЕННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ У СКЛАДІ СТРІЧКОВОГО РОСТВЕРКУ ШЛЯХОМ ПІДВЕДЕННЯ ПІД ІСНУЮЧІ РОСТВЕРКИ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ

3.1 Геотехнічне обґрунтування рішення посилення пальових фундаментів у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити

Як було встановлено в розділі 1, вже апробовані в геотехнічній практиці конструктивно-технологічні рішення збільшення несучої здатності пальових фундаментів деформованих будівель додавлюванням паль до міцного ґрунту й улаштуванням виносних паль при достатньо високій надійності результатів їх застосування мають дуже високу ручну трудомісткість і вимагають тривалого періоду виконання робіт, до того ж можуть негативно вплинути на надземні конструкції із тріщинами, а тому доцільно удосконалювати достатньо ефективні для умов значних нерівномірних деформацій будівель, а одночас менш трудомісткі, більш швидкі та з мінімальним впливом на надземні конструкції у процесі реалізації рішення збільшення несучої здатності пальових фундаментів зі зміною НДС їх чи ґрунтів основи.

Також важливо, щоб таке посилення можливо було реалізувати без без відселення мешканців будинку.

Для будівель з перехідним технічним станом від незадовільного до аварійного найбільш оптимальним рішенням є посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити.

Просторовий вигляд конструктивного рішення посилення фундаментів подано на рис. 3.1, а просторовий вигляд вузла стику балок (ребер) між собою і стрічковим ростверком – на рис. 3.2.

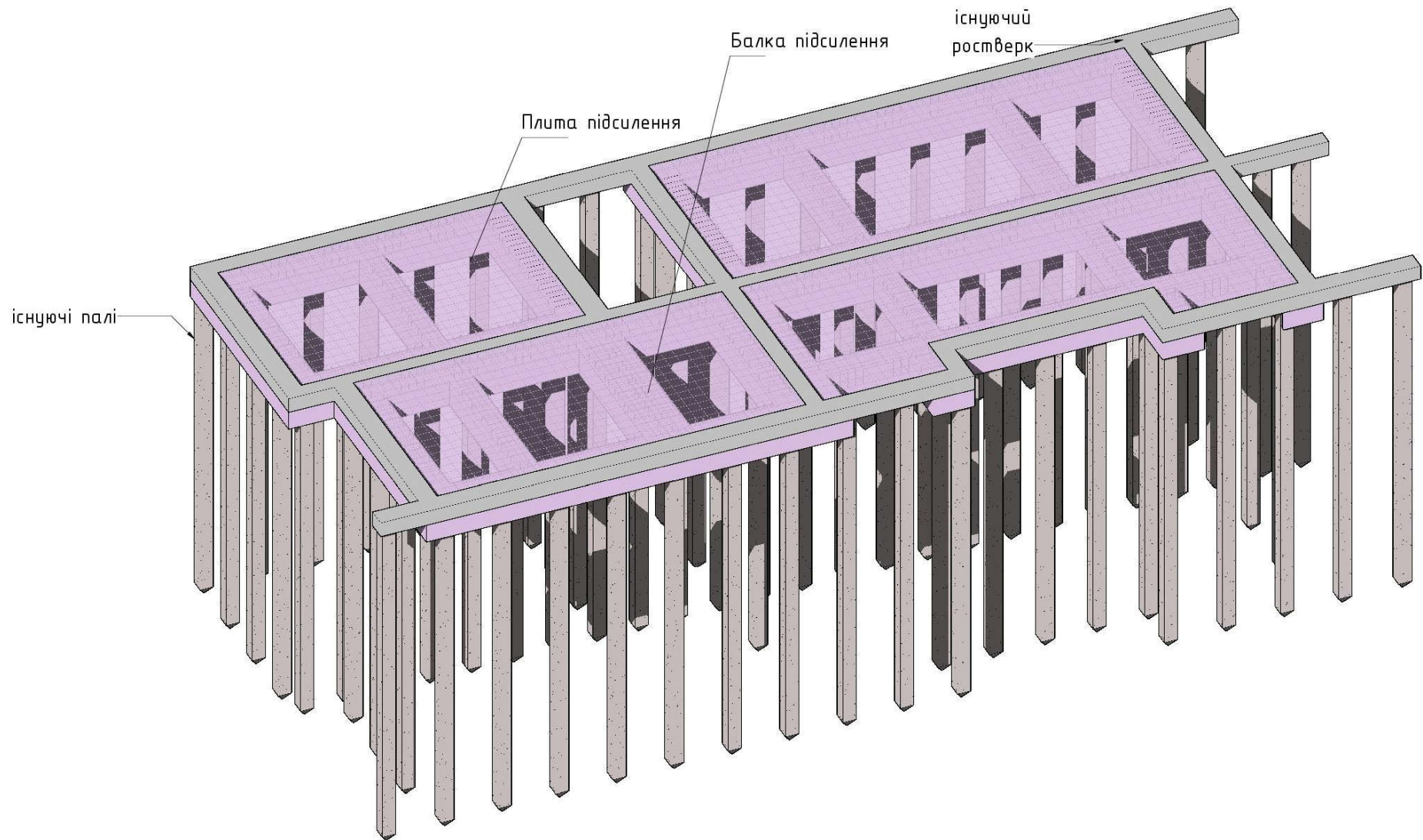


Рис. 3.1. Просторовий вигляд конструктивного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних палей у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити

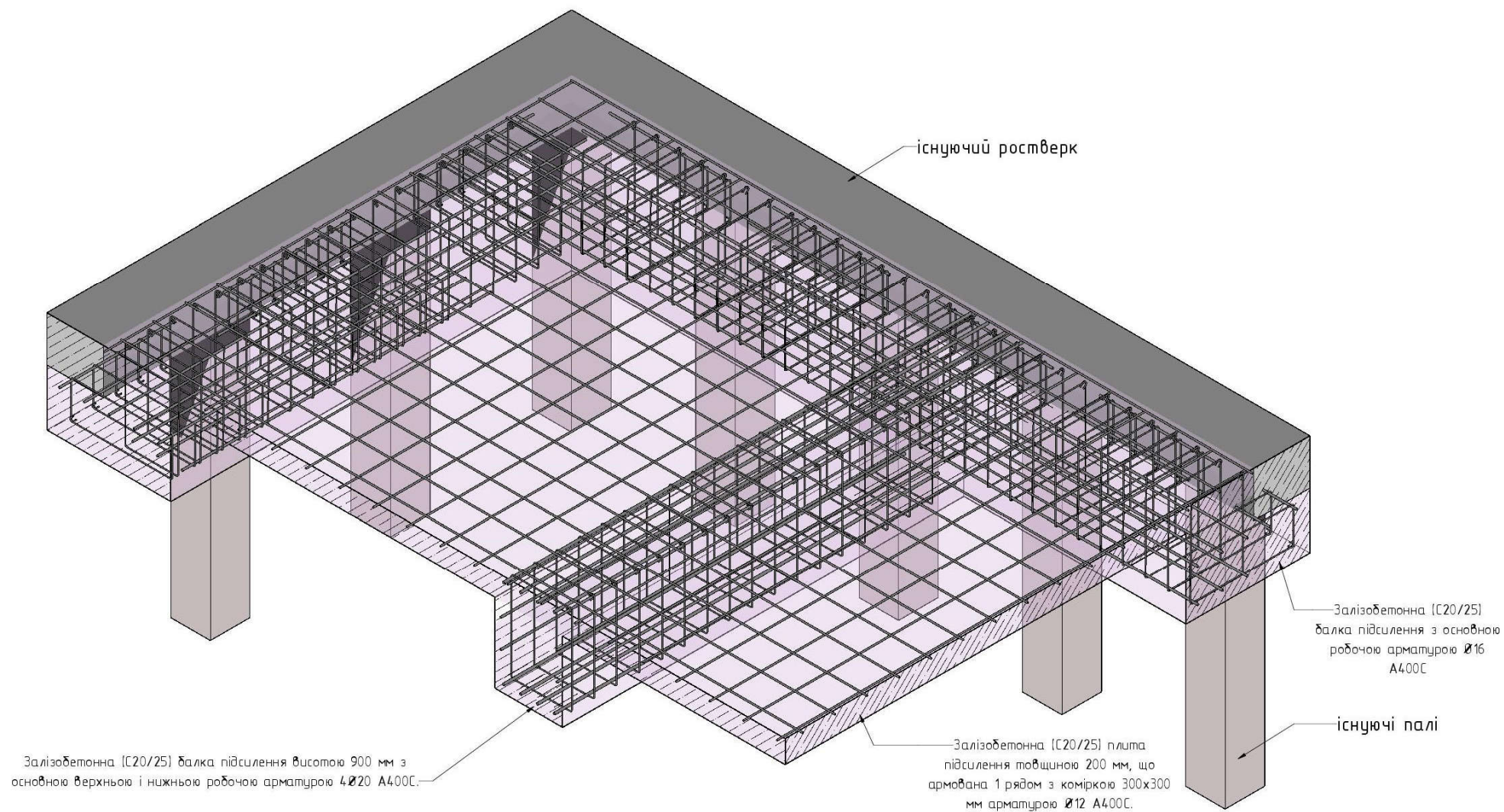


Рис. 3.2. Просторовий вигляд вузла стику балок посилення

Влаштування фундаментної плити змінює НДС всієї системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром». При цьому виникають ризики додаткового ущільнення ґрунтового масиву (нової основи) і відповідно осідання від нових напружень при їх перерозподілу.

Тому при застосуванні подібних рішень необхідно геотехнічне обґрунтування і дослідження фізико-механічних властивостей нової основи. Жорсткість нової плити доцільно визначати ітераційними розрахунками, щоб досягти мінімального впливу на технічний стан існуючої будівлі. В даних дослідженнях мінімальним впливом вважалося збільшення напружень розтягу у стінових конструкціях не більше 5% від існуючих.

Додатковим фактором ризику є сама технологія виконання робіт по підведенню плити під існуючі фундаменти, оскільки вона найбільше вплине на зміну НДС системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром», хоча й на відносно короткий термін. Тут головне, щоб протягом цього нетривалого терміну зміни НДС не відбулося остаточного переходу в аварійний технічний стан. Тому вирішити цю непросту інженерну задачу можливо лише шляхом поєднання чисельного моделювання НДС і геотехнічного моніторингу процесів виконання робіт.

3.2 Конструктивне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення ребристої монолітної залізобетонної плити

Посилення полягало в підведенні під ростверки залізобетонних балок (в даному випадку загальною висотою 900 мм, з них 400 мм нижче низу існуючих ростверків), які об'єднували поперечними балками (в даному випадку висотою 900 мм), а зверху – монолітною плитою (в даному випадку товщиною 200 мм).

Параметри елементів визначалися шляхом моделювання НДС системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» МСЕ при врахуванні зміни фізико-механічних властивостей основи конструкції посилення від самоущільнення, що визначалося експериментально (див. п. 2.6).

Результати і методика моделювання НДС МСЕ наведено у розділі 4.

Така схема утворювала просторову жорстку систему, яка здатна перерозподілити навантаження від нерівномірно осідаючих існуючих пальових фундаментів на самоущільнену наливну основу із пісків.

Схема розміщення елементів посилення існуючих пальових фундаментів деформованої будівлі подана на рис. 3.3, а відповідні перерізи посилення – на рис. 3.4 і рис. 3.5.

Щоб включити плиту «в роботу» одразу ж після її влаштування передбачено попереднє ущільнення піску наливного, мілкого під плиту щебнем і трамбування її віброплитами.

З досвіду для цього слід досягти щільності скелету ґрунту не менше $1,65 \text{ г/см}^3$.

Основою ребристої плити підсилення служить ІГЕ-2с (пісок мілкий, середньої щільності, середнього ступеню водонасичення).

Фізико-механічні характеристики цього ґрунту наступні: питома вага $\gamma_{II}=17,21 \text{ кН/м}^3$; питоме зчеплення $c_{II}=1 \text{ кПа}$; кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}=29^\circ$; модуль деформації $E=19,5 \text{ МПа}$.

Під монолітними балками посилення передбачена бетонна підготовка товщиною 100 мм з бетону класу міцності С8/10, під монолітною плитою передбачається влаштування шару з шиповидної геомембрани Ізоліт-0.6 на попередньо вирівняну ґрунтову основу.

Бетон елементів посилення – класу міцності С20/25, водонепроникністю не нижче W4 і морозостійкістю F50 згідно з ДСТУ БВ 2.7-43-96.

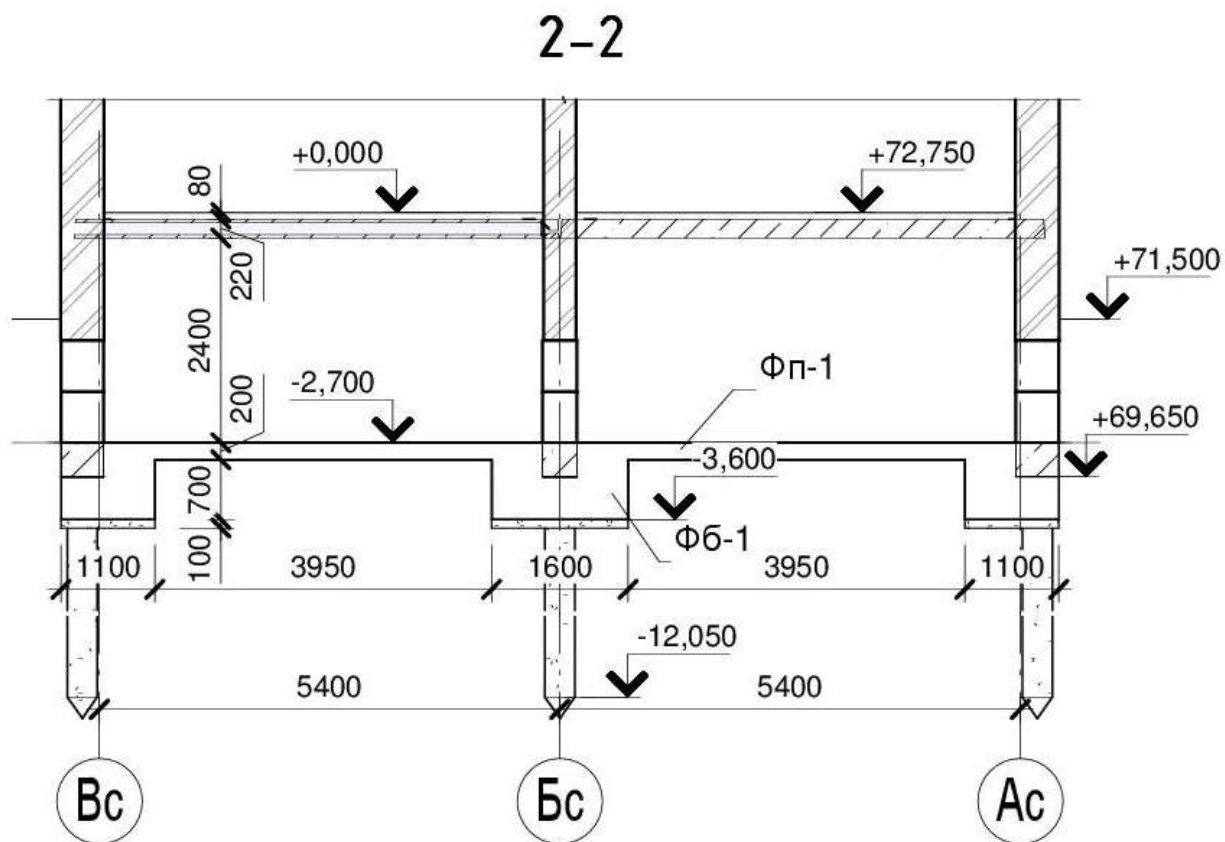
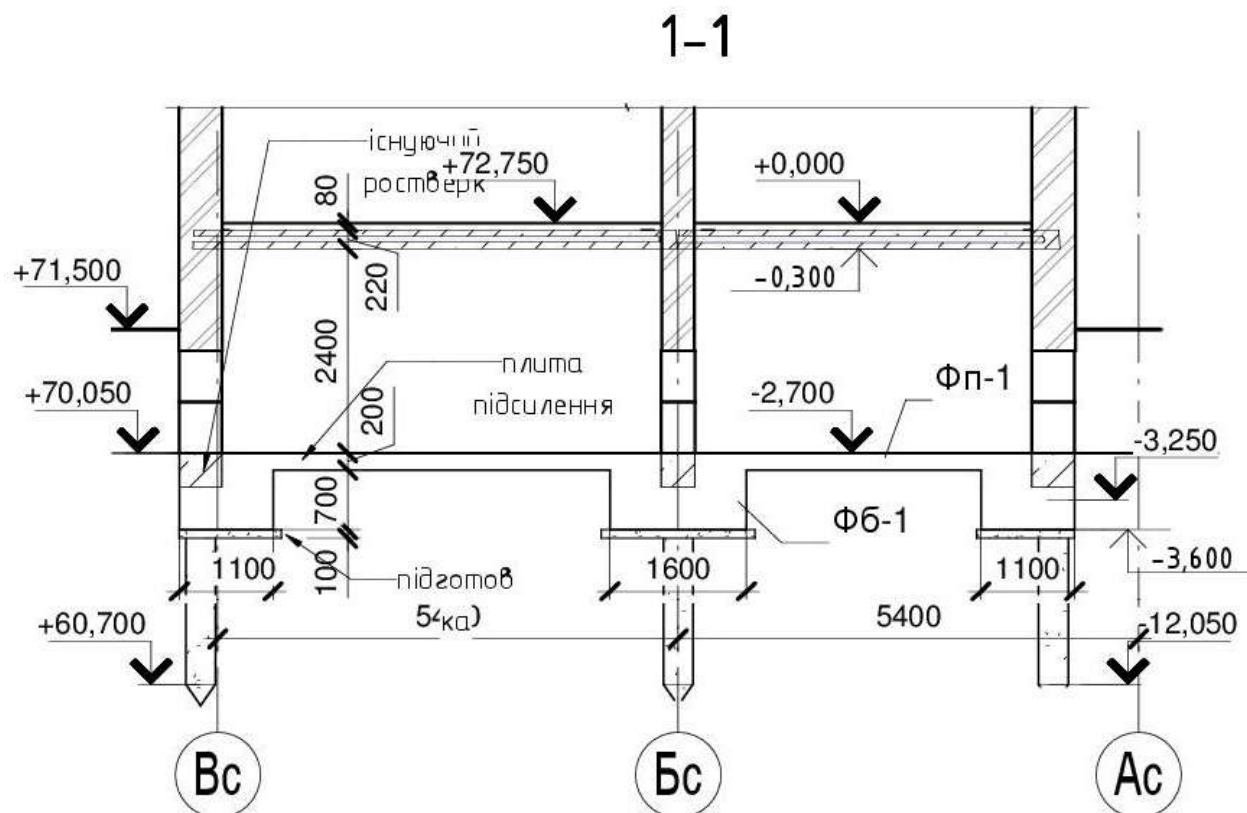


Рис. 3.4. Перерізи до схеми розміщення елементів посилення існуючих паливових фундаментів деформованої будівлі

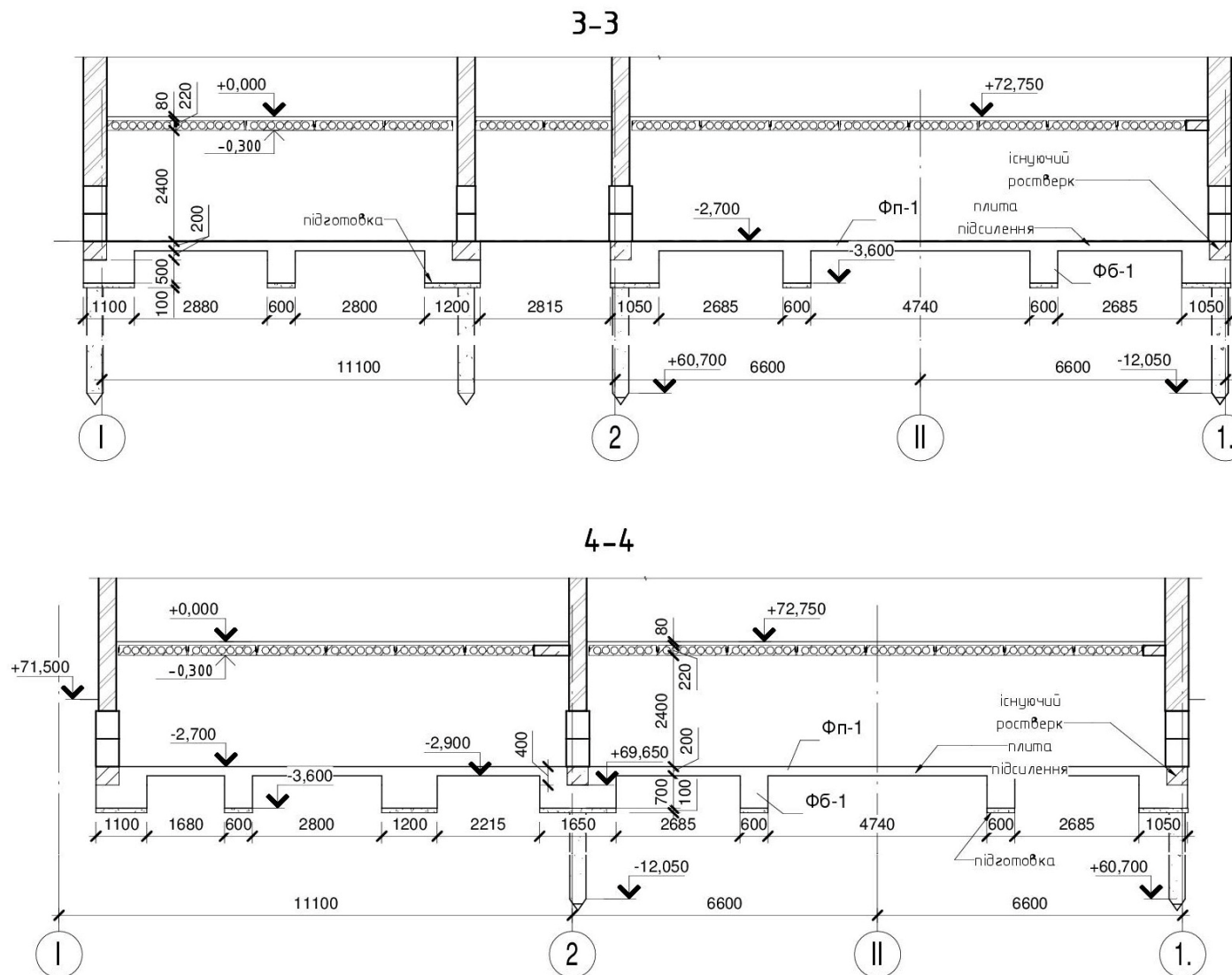


Рис. 3.5. Перерізи до схеми розміщення елементів посилення існуючих пальових фундаментів деформованої будівлі

В якості робочої арматури для підсилення використати арматуру класу А400С, в якості конструктивної – класу А240С згідно з ДСТУ 3760-98.

Армування балок виконувати окремими стержнями. Захисний шар для нижньої арматури – 70 мм. Стиковку арматури за довжиною виконувати внапуск. Стики розміщати в розбіжку. Дозволяється в місцях стикування повздовжніх арматурних стержнів у захватках використовувати електрозварювання.

Конструктивним рішенням передбачено не з'єднувати існуючі палі із балками підсилення. Це викликано тим, щоб мінімізувати час виконання робіт по підсиленню і мінімізувати вплив на НДС існуючих конструкцій.

Роботу нової конструкції передбачено таким чином, щоб у разі нерівномірних деформацій існуючих фундаментів у разі деформації існуючих ростверків відбувалося привантаження L-подібних балок, які в свою чергу перерозподіляють напруження на інші елементи підсилення.

3.3 Технологічні особливості посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення ребристої монолітної залізобетонної плити

Для мінімізації впливу від виконання робіт на НДС основи та конструкцію існуючих пальових фундаментів деформованої будівлі роботи з влаштування підсилення розбито на шість наступних етапів:

– перший етап підсилення включає в себе відривання траншей та бетонування поперечних балок жорсткості між ростверками повздовжніх несучих стін та під ростверками поперечних стін сходових кліток (захватки 1.1...1.6 на рис. 3.6); на цьому етапі додаткове розкриття чи розвиток існуючих тріщин і поява нових не передбачається, тому геотехнічним моніторингом передбачено слідкувати за цими факторами;

– другий етап полягає у підведенні L-подібних балок під ростверки на перетині повздовжніх та поперечних стін між осями «2» та «1» (захватки 2.1...2.4 на рис. 3.7); місця вибрані таким чином, щоб при ітераційному моделюванні НДС системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» МСЕ було отримано мінімальні впливи на надземні конструкції при частковому вибиранні ґрунту з-під існуючих ростверків (логічно це вийшли кути будівлі, де жорсткість будівлі найбільша); на даному етапі можливе додаткове розкриття існуючих тріщин (максимально можливе значення не більше 5 мм), також можлива поява нових тріщин у поперечних самонесучих стінах, тому геотехнічним моніторингом передбачено слідувати за цими факторами;

– третій етап полягає у підведенні L-подібних балок в зони, котрі залишилися, під ростверки на перетині повздовжніх та поперечних стін між осями «2» та «1» (захватки 3.1...3.2 на рис. 3.7); на даному етапі можливе додаткове розкриття існуючих тріщин (максимально можливе значення не більше 5 мм), тому геотехнічним моніторингом передбачено слідувати за цими факторами;

– четвертий етап (рис. 3.8) полягає у підведенні L-подібних балок під ростверки на перетині повздовжніх та поперечних стін між осями «І» та «2» (аналогічно другому етапу);

– п'ятий етап (рис. 3.8) полягає у підведенні L-подібних балок у проміжки котрі залишилися під ростверками на перетині повздовжніх та поперечних стін між осями «І» та «2» (аналогічно третьому етапу);

– шостий етап робіт (рис. 3.9) включає в себе бетонування верхньої монолітної плити котра об'єднає усі балки посилення у суцільну жорстку просторову конструкцію; на даному етапі додаткове розкриття чи розвиток існуючих тріщин і поява нових не передбачається, тому геотехнічним моніторингом передбачено слідувати за цими факторами.

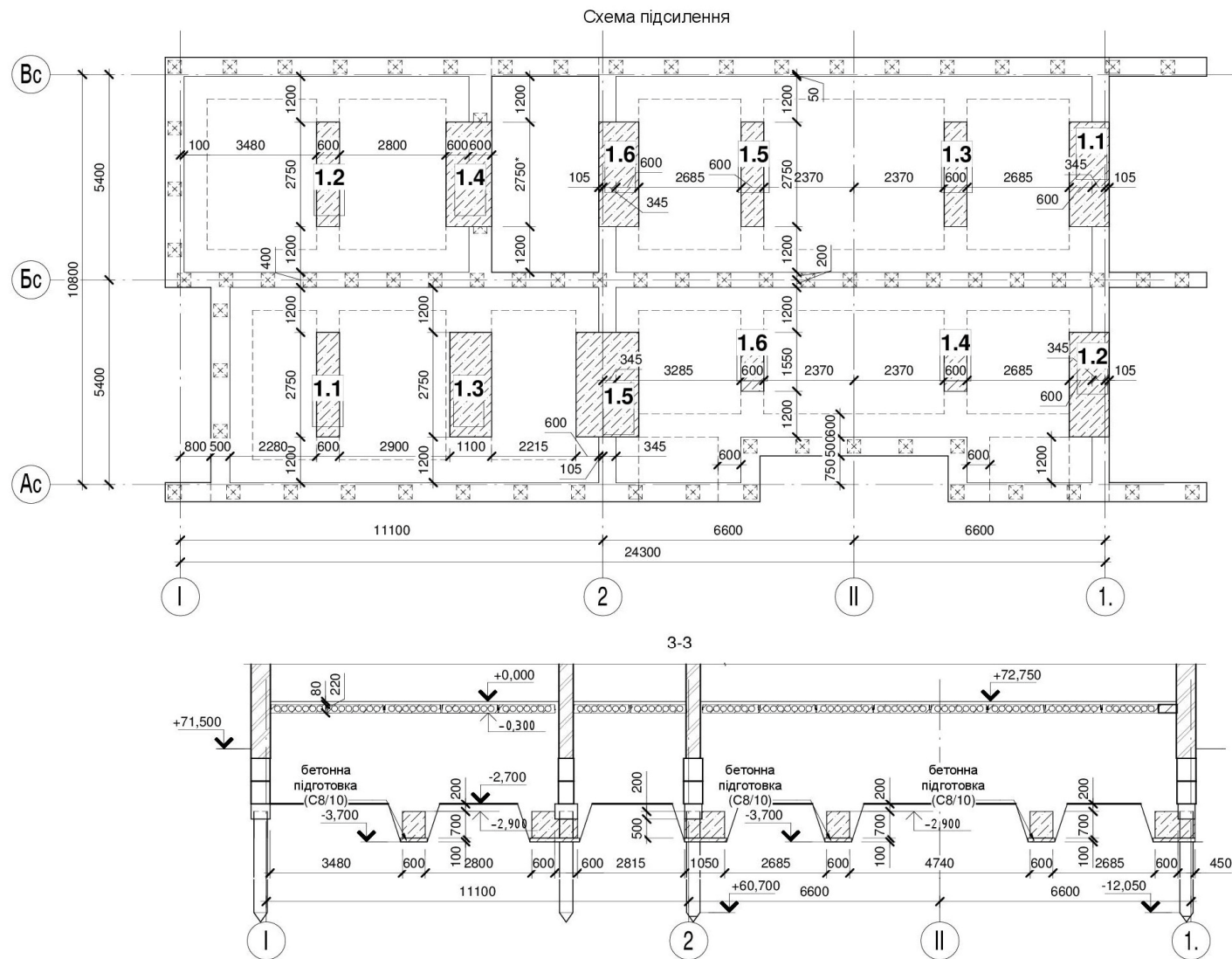


Рис. 3.6. Технологічна схема першої захватки влаштування балок посилення існуючого пального фундаменту

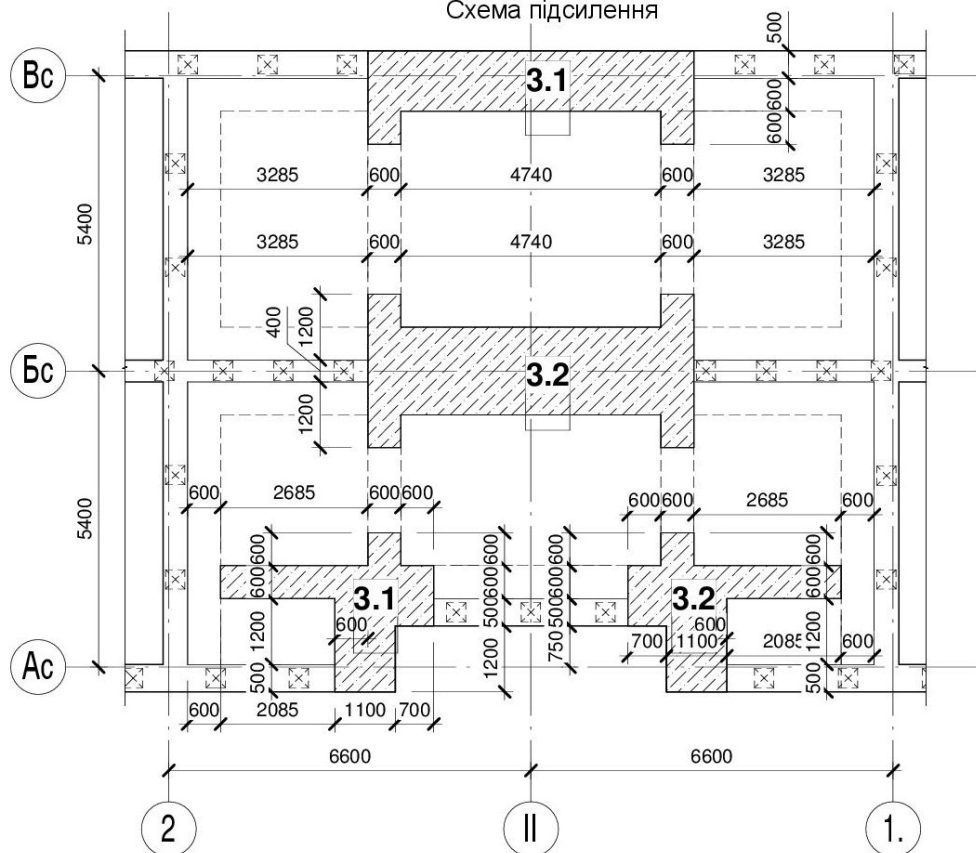
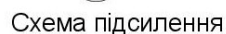


Рис. 3.7. Технологічні схеми другої та третьої захваток улаштування балок посилення існуючого пальового фундаменту

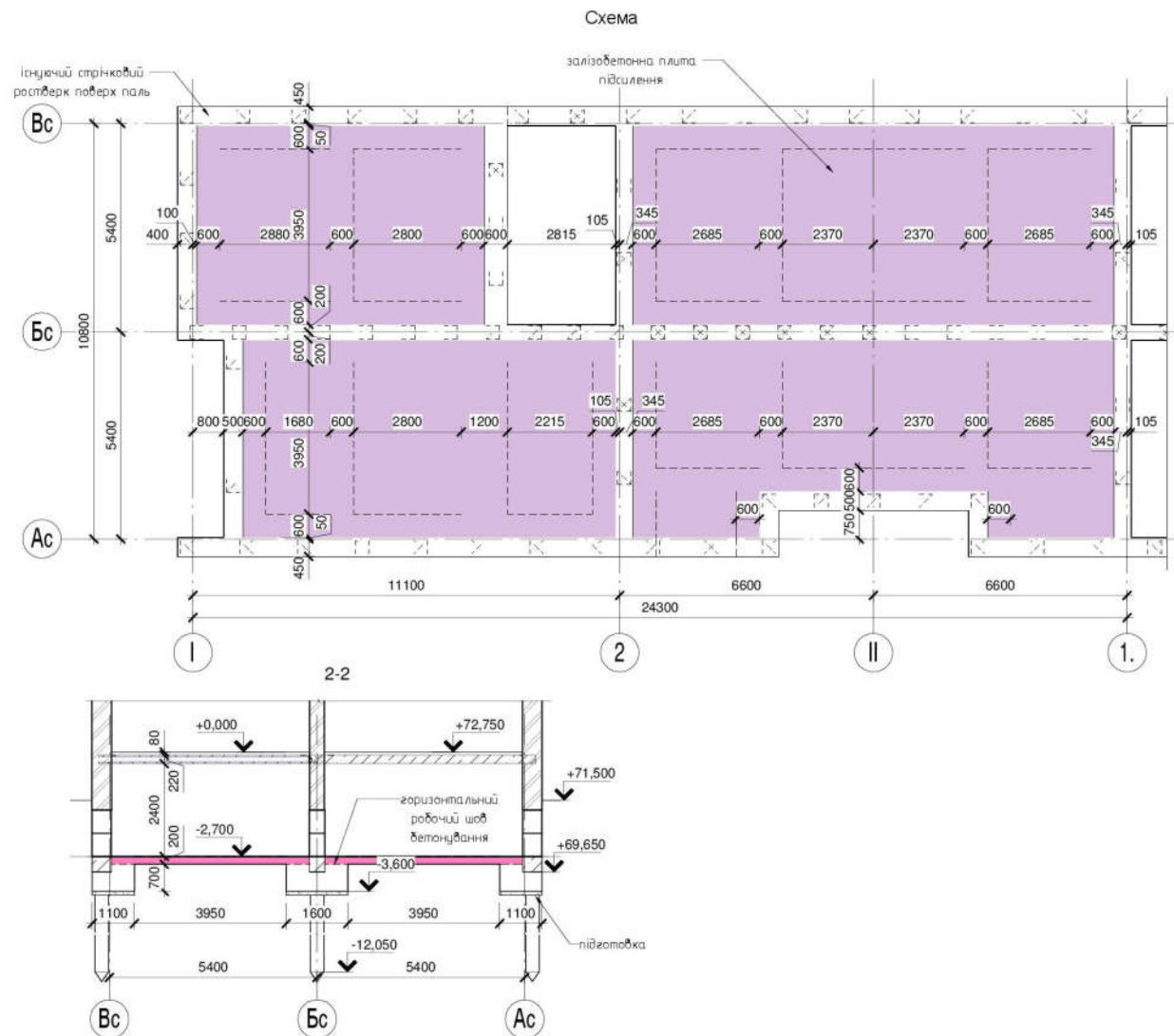


Рис. 3.9. Технологічна схема шостої захватки влаштування плити посилення існуючого пального фундаменту

В результаті виконання всіх етапів буде отримана ребриста плита підсилення, ребра якої спрямовані до низу. Така конструкція добре перерозподіляє напруження, які виникають в результаті нерівномірних деформацій основ та має значну жорсткість.

Додатковими перевагами удосконаленого рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити також є те, що при цьому виконується мінімальний обсяг земляних робіт, а самі роботи можливо вести без відселення мешканців деформованого будинку, що постійно контролюється геотехнічним моніторингом.

3.4 Висновки за розділом 3

1. Удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення пальового фундаменту підведенням під ростверки залізобетонних балок, які об'єднують поперечними балками, а зверху монолітною плитою. Щоб швидко включити плиту «до роботи» в її основу віброплитами втрамбовують щебінь. Ребра плити спрямовані до низу, вона добре перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій основ і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт. Конструкція підсилення існуючого фундаменту призводить до перерозподілу НДС в елементах деформованої будівлі, що призводить до ліквідації її нерівномірних деформацій при подальшій експлуатації.

2. Для мінімізації впливу від виконання робіт на НДС основи та конструкцію існуючих фундаментів, роботи по влаштуванню підсилення розбито на етапи. Місця розміщення і величини захваток залежали від результатів ітераційного моделювання НДС системи «деформована будівля – забивні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» МСЕ. Геотехнічним моніторингом передбачалося контролювати отримані додаткові розкриття чи розвиток існуючих тріщин і появу нових за результатами розрахунків при найгірших сполученнях навантажень і впливів.

3. Додатковими перевагами удосконаленого рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити також є те, що при цьому виконується мінімальний обсяг земляних робіт, а самі роботи можливо вести без відселення мешканців деформованого будинку.

4 ОЦІНЮВАННЯ ОСОБЛИВОСТЕЙ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ СКЛАДОВИХ СИСТЕМИ «ДЕФОРМОВАНА БУДІВЛЯ – ЗАБИВНІ ПРИЗМАТИЧНІ ПАЛІ У СКЛАДІ СТРІЧКОВОГО РОСТВЕРКУ – ГРУНТОВА ОСНОВА ЗІ СЛАБКИМ ПІДСТИЛЬНИМ ШАРОМ»

Згідно з поставленими у роботі завданнями розроблено модель системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити і виконати математичне моделювання з використанням МСЕ НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи її складових.

4.1 Модель системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром»

У конструктивному відношенні об'єкт є спорудою з повздовжніми несучими цегляними стінами. Просторову жорсткість визначають поперечні стіни сходової клітки та диски перекриття (рис. 4.1). За даними геомоніторингу тяжі посилення свої функції не виконують. Тому при моделюванні їх вплив на жорсткість надземної частини будівлі не враховувався.

Розрахунок виконувався МСЕ у просторовій (3D) розрахунковій схемі з урахуванням спільної роботи надземних і підземних конструкцій, пальового фундаменту й основи під ним. При оцінюванні НДС будівлі реакція пальової основи існуючих фундаментів умовно замінювалась відповідними коефіцієнтами. Розміри скінченних елементів приймалися у відповідності із рекомендаціями [2, 11, 16, 22, 46, 70, 74, 117, 124, 126] і варіювалися від 0,3 м до 1 м. При цьому в місцях, де було зафіксовано тріщини сітка скінченних елементів стгушалася.

Розрахунки виконувалися декілька разів із меншими розмірами скінченних елементів для підтвердження несуттєвого впливу збільшення розміру, але час і ресурс комп'ютерів суттєво зменшувався при деякому збільшенні розмірів елементів.

Просторова модель МСЕ фундаментів блоку будівлі до їх посилення подана на рис. 4.2, а після посилення – на рис. 4.3 і рис. 4.4 (фрагмент схеми).

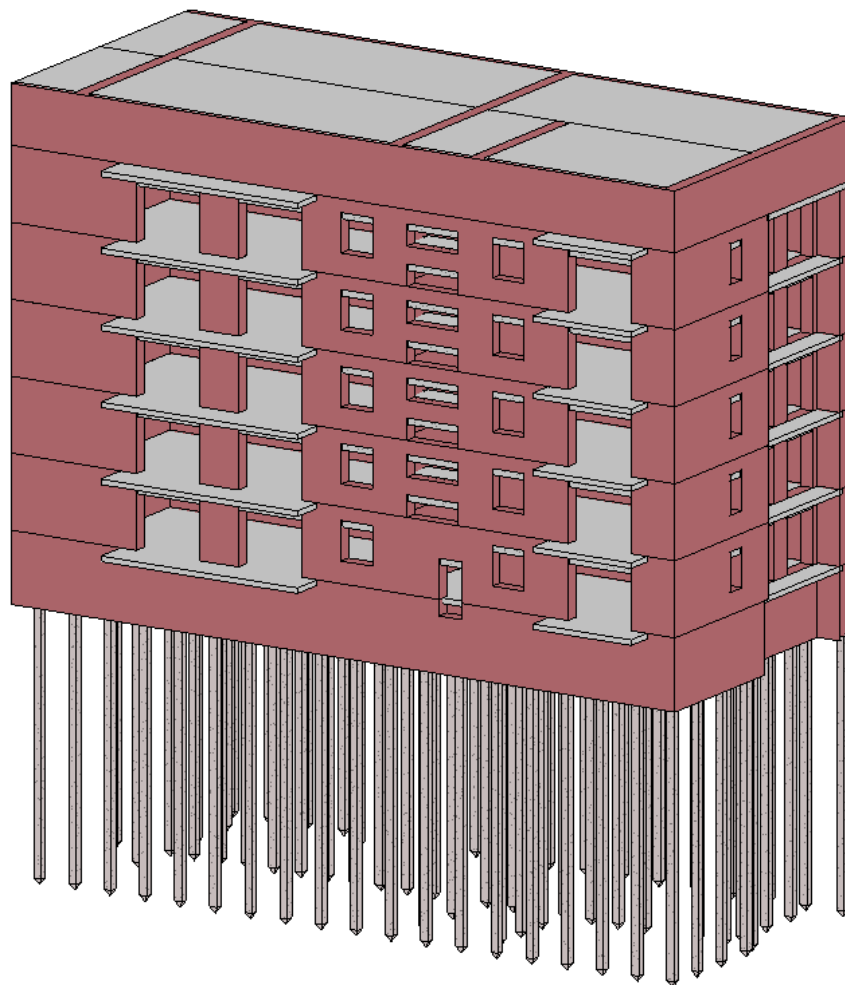


Рис. 4.1. Просторова (3D) схема будівлі

Моделювання проведено для наступних станів (етапів):

- 1) на момент здачі будівлі;
- 2) після пориву магістральної теплової мережі, котрий призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль;
- 3) після посилення фундаментів.

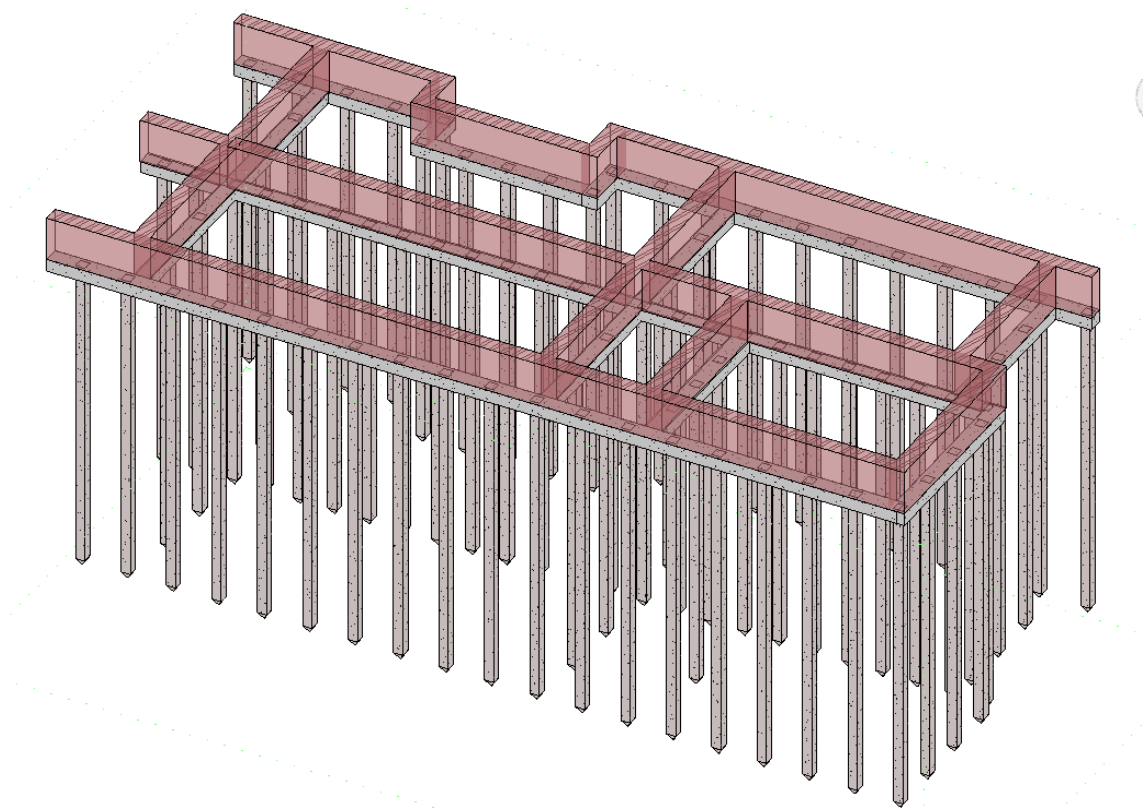


Рис. 4.2. 3D схема фундаментів до їх підсилення

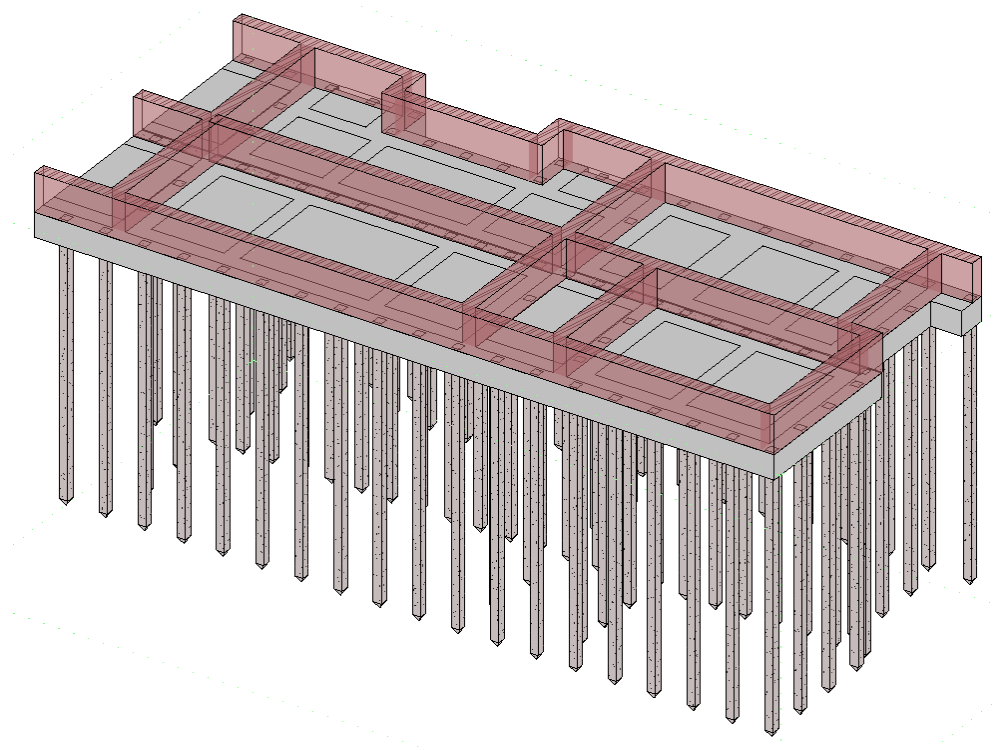


Рис. 4.3. 3D схема фундаментів після їх підсилення

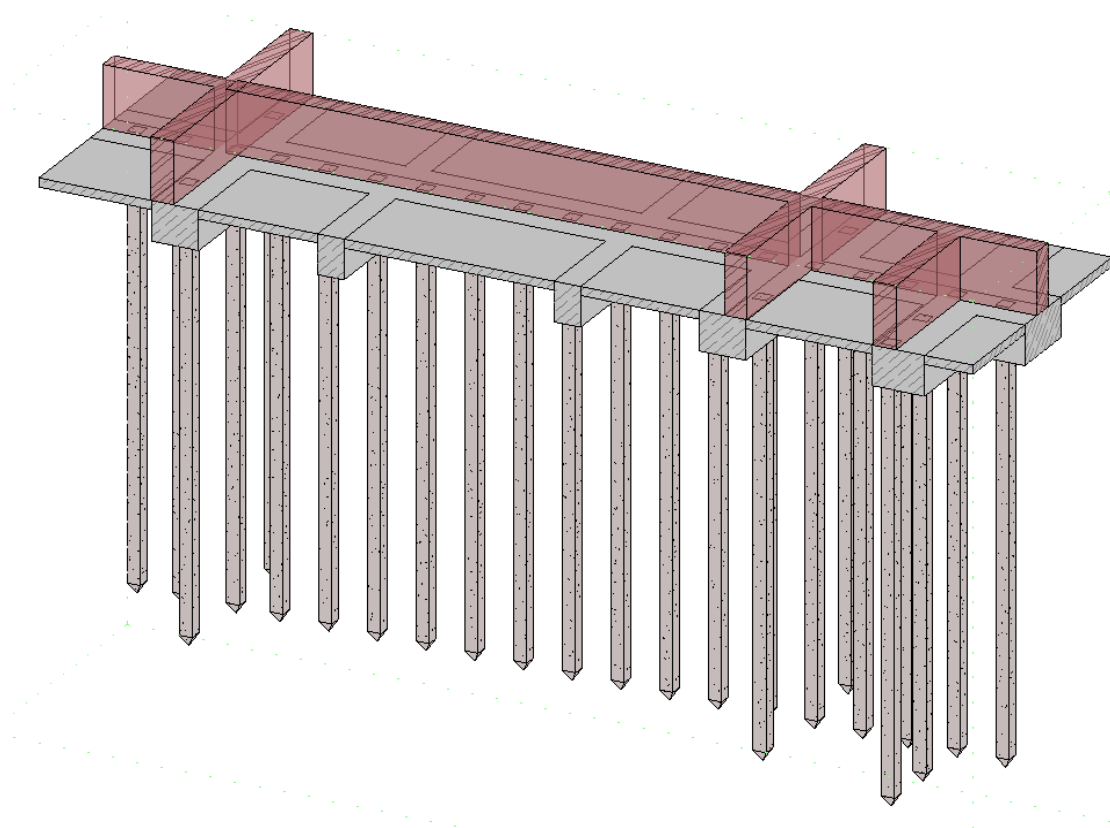


Рис. 4.4. Фрагмент 3D схеми фундаментів після їх підсилення (вздовж внутрішньої повздовжньої несучої стіни)

Для розрахунку плити на пружній основі використовується МСЕ. Розрахункова схема плити розбивається на прямокутні або трикутні скінчені елементи (СЕ). Реакцію пружної основи характеризує коефіцієнт жорсткості.

Для визначення коефіцієнтів жорсткості основи в плані плити виконують розрахунки осідань у вузлах СЕ елементів від дії рівномірно розподіленого навантаження на плиту. Плита в цих розрахунках вважається абсолютно гнучкою. Коефіцієнти жорсткості в плані плити визначаються діленням розподіленого навантаження на знайдені значення осідань.

Результатом статичного розрахунку плити як конструкції на пружній основі – внутрішні зусилля в її перетинах (згинальні і крутний момент, поперечні і поздовжні сили). Розрахунком перетинів на знайдені зусилля перевіряється їх міцність для прийнятих геометричних розмірів, армування і класу матеріалів по міцності. Розрахункову схему плити на пружній основі наведено на рис. 4.5.

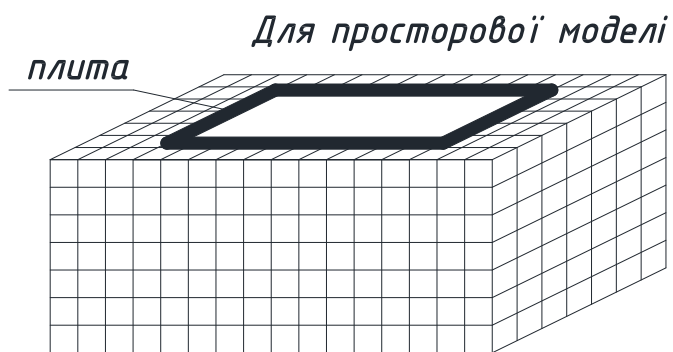


Рис. 4.5. Схема для просторової моделі плити на пружній основі

Параметри взаємодії фундаментів з конструктивними елементами споруди залежать від конструктивних характеристик цих елементів (жорсткості основи, розмірів перерізів і характеристик жорсткості матеріалів конструкцій і т. ін.). З цієї причини рівень НДС фундаментів також є функцією конструктивних параметрів елементів споруди.

Покажемо це на прикладі жорсткої фундаментної балки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням. На рис. 4.6 наведено залежність внутрішніх зусиль в жорсткій фундаментній балці (спрощена модель плити) від прийнятої в розрахунку моделі ґрунтової основи.

Зокрема, розглядалися наступні ґрунтові моделі [66, 96]: а) лінійно-деформівний напівпростір; б) модель Вінклера.

У першому випадку балка спирається на ущільнений пісок і епюра реакції ґрунту має нерівномірний розподіл по довжині балки з мінімумом у центральному перерізі і з максимумами по краях балки. В перерізах балки сума сил, що лежать по одну сторону від перерізу, представлених розподіленим навантаженням q і епюрою реакції ґрунту p , не є самозрівноважена. У зв'язку з цим в перерізах балки виникають поперечні сили Q . Неврівноваженими також є моменти сил, що лежать по одну сторону від перерізу, ніж обумовлено виникнення в перерізах балки згинальних моментів M [66, 96].

Таким чином, відсутність само зрівноваженості в перерізах балки параметрів її взаємодії з елементами системи обумовлює виникнення в цих перерізах внутрішніх зусиль – згинальних моментів M і поперечних сил Q [66, 96].

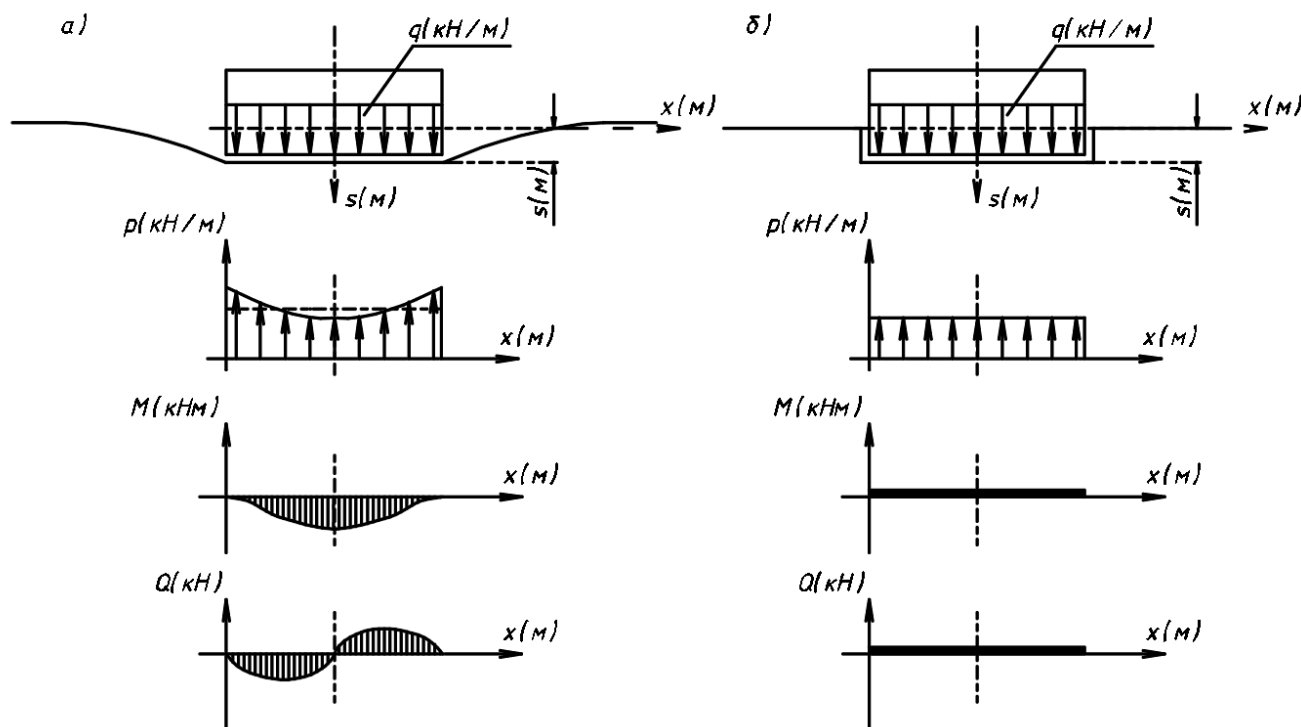


Рис. 4.6. Залежність внутрішніх зусиль в жорсткій фундаментній балці від прийнятої в розрахунку моделі ґрунтової основи [66, 96]:

а – лінійно-деформівного напівпростору; б – модель Вінклера;

p – епюри реакції ґрунту; M – епюри згинальних моментів; Q – епюри поперечних сил; q – рівномірно розподілене навантаження; S – осідання

У другому випадку балка спирається на основу з недоущільненого піску [66, 96]. Деформування такої основи можливо описувати моделлю місцевих деформацій, наприклад, моделлю Вінклера. Епюра реакції ґрунту є рівномірною по довжині балки. З умови рівноваги випливає, що відсіч ґрунту p дорівнює за величиною і спрямований протилежно діючій на балку рівномірно розподіленому навантаженні q .

Цілком очевидно, що в розглянутому випадку епюри навантажень і реакції ґрунту само зрівноважені в будь-якому перерізі балки. З цього випливає, що епюри згинальних моментів і поперечних сил в перерізах балки тотожно дорівнюють нулю.

Отже, з розглянутого прикладу випливає висновок про істотний вплив на рівень НДС фундаментів виду ґрунтової основи як конструктивного елемента в системі споруди.

Відомо, що підвищення жорсткості фундаменту призводить до збільшення в ньому внутрішніх зусиль та зменшення нерівномірних осідань по довжині фундаменту. При цьому середнє осідання фундаменту залишається незмінним. Жорсткість фундаментів, а точніше фундаментів з надземними конструкціями, визначає здатність споруди вирівнювати осідання основи в плані підшви фундаментів [66, 96].

Більш жорсткі будівлі та споруди забезпечують рівномірний розподіл осідань, а збільшення гнучкості призводить до значних нерівномірних осідань і деформацій.

Для розрахунку балки, зв'язаної з пружною основою, дуже важливим являється пружні властивості основи. Модель з пружною основою складається з того, що реальна основа замінюється нескінченним числом пружних, не зв'язаних між собою пружин, так що реакція в кожній точці підшви балки буде пропорційна прогину v в цій точці і рівна осіданню основи [66, 96].

У підшви балки шириною b виділимо ділянку довжиною, рівною одиниці візьмемо з площі $b \times 1$ сумарною реакцією, рахуючи опір розподілений по площі рівномірно. Тоді реакцію на одиницю довжини балки можна представити у вигляді

$$R = k \cdot b \cdot v, \quad (4.1)$$

де k – коефіцієнт жорсткості пружної основи (коефіцієнт постелі).

Експериментально його визначають методом вдавлювання в ґрунт жосткого штампу.

Коефіцієнт k – це сила, котра потрібна для вдавлювання в ґрунт штампа з площею, рівною одиниці, на прогин $v=1$; розмірність коефіцієнта k (Н/м³).

Алгоритм розрахунку коефіцієнтів жорсткості ґрунтової основи:

1) знаходять границю стисливої товщі H_c за схемою лінійно-деформованого напівпростору [30];

2) для визначення коефіцієнтів жорсткості використовують середньовиважені за товщиною (в межах зафіксованої глибини стисливої товщі H_c) значення модуля деформації E_{GP} і коефіцієнта Пуассона m_{GP} .

3) визначають коефіцієнт жорсткості C_I , що здійснюють одним з трьох апробованих методів.

Метод 1.

Коефіцієнт C_I визначають за середніми значеннями модуля деформації та коефіцієнта Пуассона ґрунту

$$C_I = E_{GP} / (H_c (1 - 2m_{GP}^2)) \quad (4.2)$$

Метод 2.

Коефіцієнт постелі C_I визначають за Вінклером

$$C_I = q/s, \quad (4.3)$$

де $q = \frac{P}{\eta \cdot b^2}$ – середній тиск під подошвою фундаменту;

b – розмір меншої сторони;

η – відношення сторін фундаменту;

S – осідання фундаменту.

Метод 3.

Для знаходження коефіцієнта C_I так як і в методі 1 використовують формулу (4.2). Відмінність полягає в тому, що для знаходження середнього модуля деформації вводиться коефіцієнт u до величини модуля деформації i -того шару.

Цей коефіцієнт змінюється від $u=1$ на рівні подошви фундаменту до $u=12$ на рівні вже знайденої границі стиснутої товщі. Прийнято, що коефіцієнт u змінюється по закону квадратної параболи з виразу

$$u=11z^2/H_c^2+1. \quad (4.4)$$

Крім того, приймають, що додаткове вертикальне напруження по глибині розподілено рівномірно. Тоді

$$E_{ГРЗ}=H_c/\Sigma(h_i/(u_iE_i)). \quad (4.5)$$

Метод 3 запропонований, щоб усунути недоліки перших двох методів.

Для всіх методів коефіцієнт постелі C_2 знаходять за формулою

$$C_2 = \frac{C_1 H_c^2 (1 - 2m_{ГР}^2)}{6(1 + m_{ГР})}. \quad (4.6)$$

Для початкового стану розраховано коефіцієнти постелі для паль $k=7000$ кН/м (рис. 4.7), для стану підтоплення враховано зменшення їх несучої здатності у певних зонах, де прийнято $k=5000$ кН/м. При цьому для отримання фактично зафіксованого напруженого стану (тріщин в стінових конструкціях) деформованої будівлі варіювали жорсткість деяких паль. Остаточна схема паль із різною жорсткістю наведена на рис. 4.8. Процес проведення робіт по підведенню балок під ростверк враховано шляхом зменшення жорсткості стрічкового ростверку. При цьому визначалися при гірших сполученнях різних факторів максимально можливі напруження розтягу у стінових конструкціях, щоб визначити можливі значення додаткового розкриття тріщин чи появу нових. Апробованих методик щодо розрахунку величин розкриття тріщин в цегляній кладці, в якій вже існують тріщини, від збільшення напружень розтягу наразі немає, тому даний розрахунок опирався на результати зворотнього розрахунку початкового стану будівлі і після прориву водогону.

Відповідна аналітична 3D модель будівлі наведена на рис. 4.9 і рис. 4.10. Вона будівлі включає дані про навантаження й впливи та її фізичну модель

(тривимірну систему зі стін, плит, балок, їх сполучень, фундаментів і основи, а також дані про фізико-механічні властивості матеріалів).

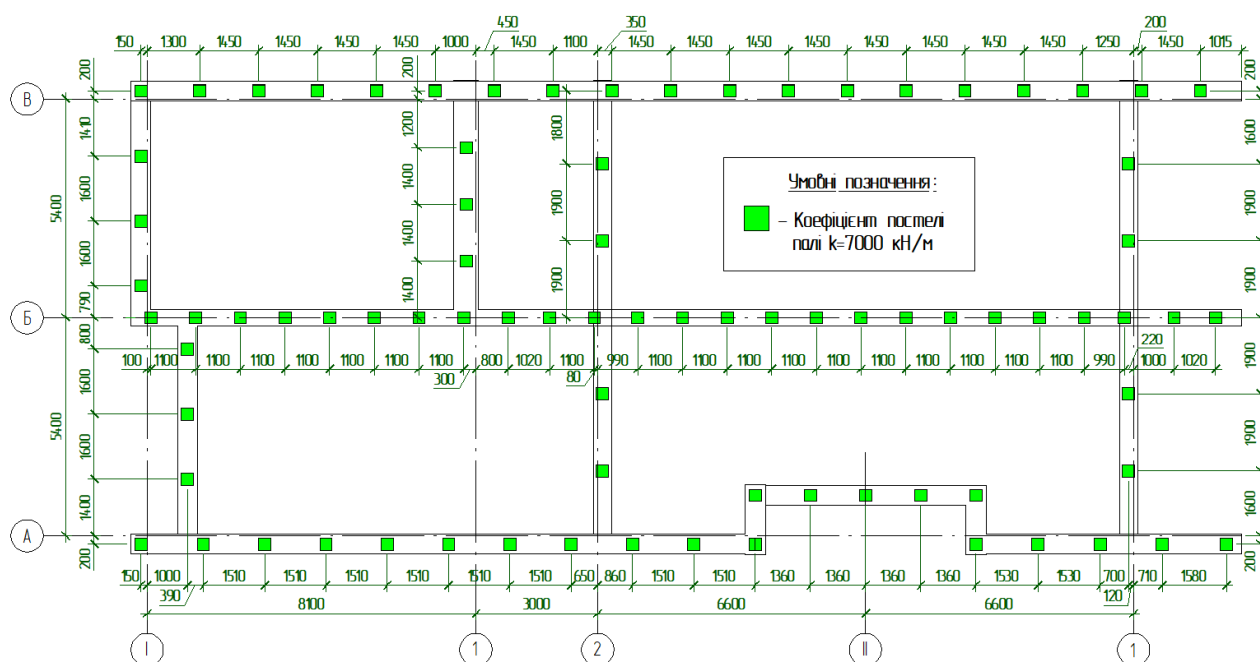


Рис. 4.7. Початкова жорсткість паль, яка врахована при моделюванні

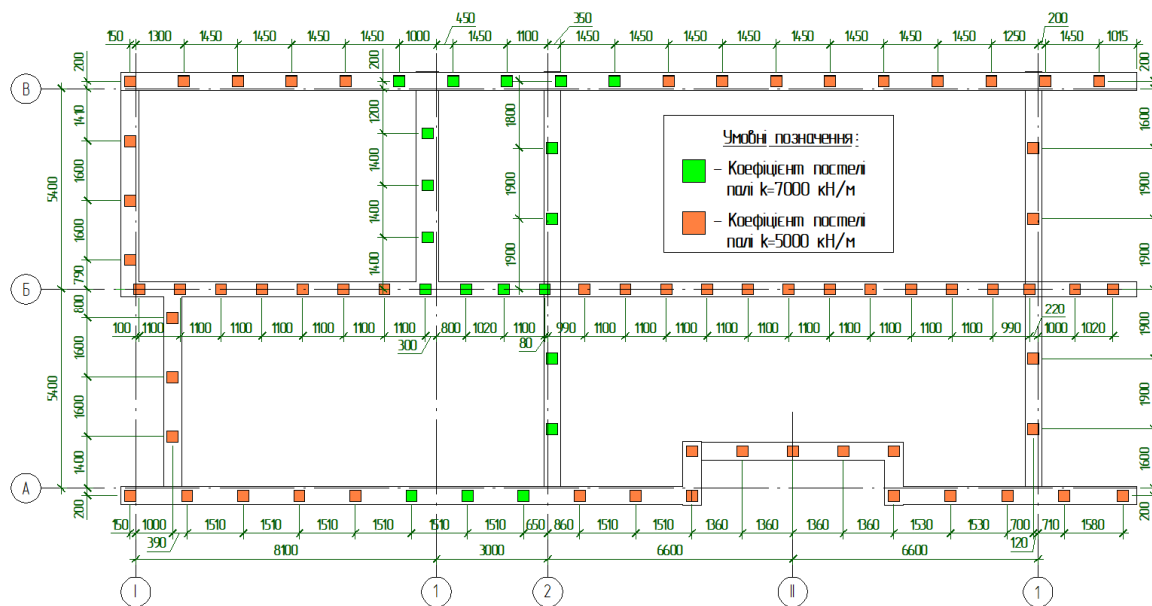


Рис. 4.8. Жорсткість паль, яка врахована при моделюванні, після пориву теплової мережі, котрий призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль

Модель фундаментів будівлі до та після їх підсилення подано відповідно на рис. 4.11. Схему прикладення навантажень для цієї будівлі показано на рис. 4.12.

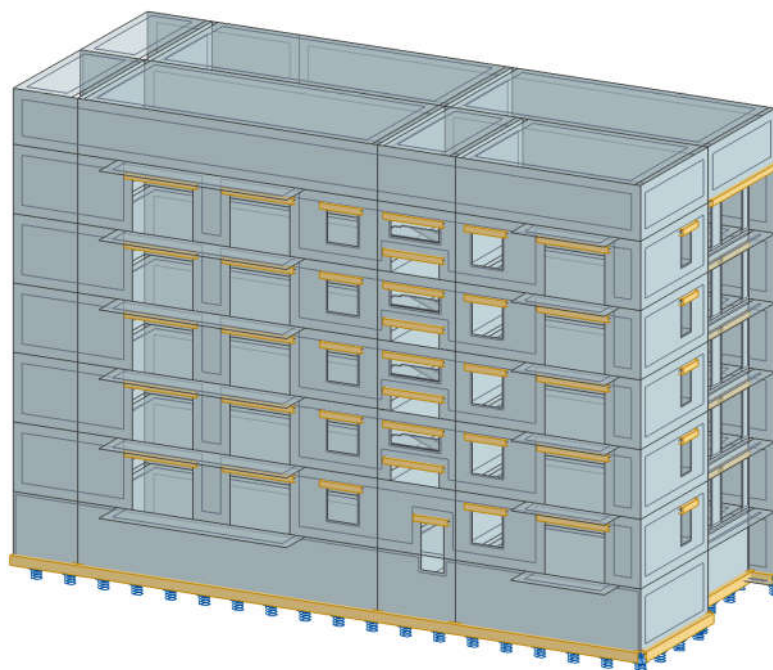


Рис. 4.9. 3D аналітична модель будівлі
(пальові фундаменти задані у вигляді пружних опор)

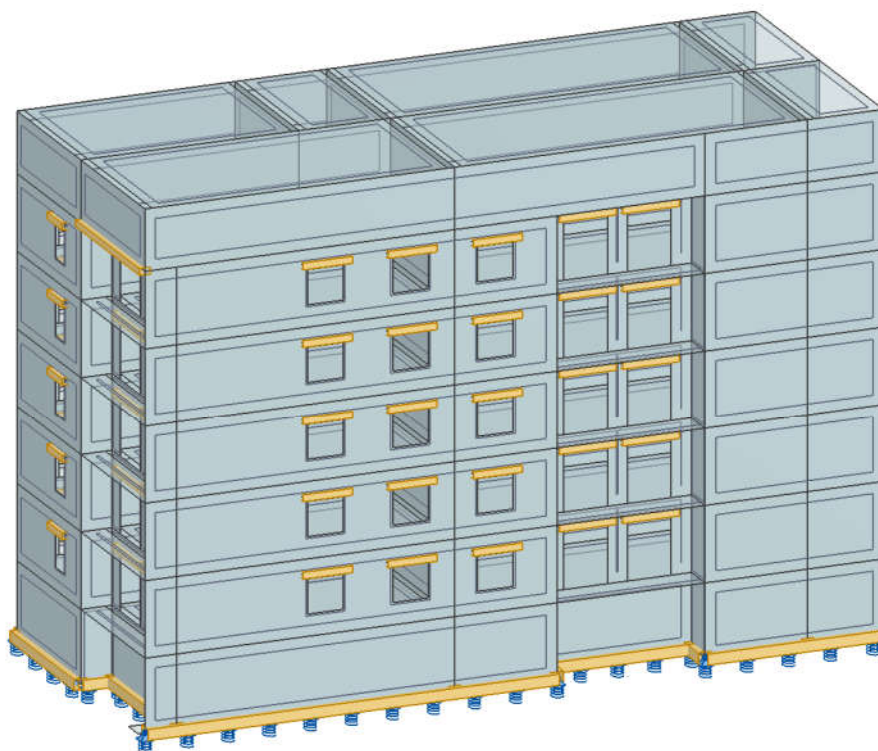


Рис. 4.10. 3D аналітична модель будівлі
(пальові фундаменти задані у вигляді пружних опор)

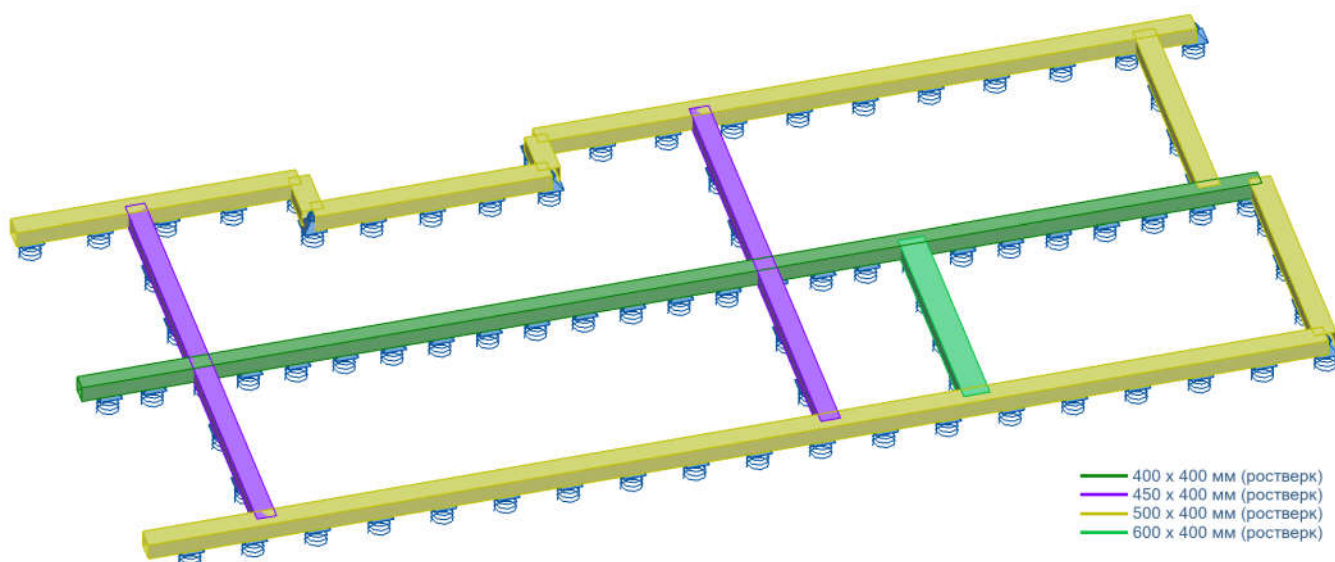


Рис. 4.11. Модель фундаментів будівлі до підсилення

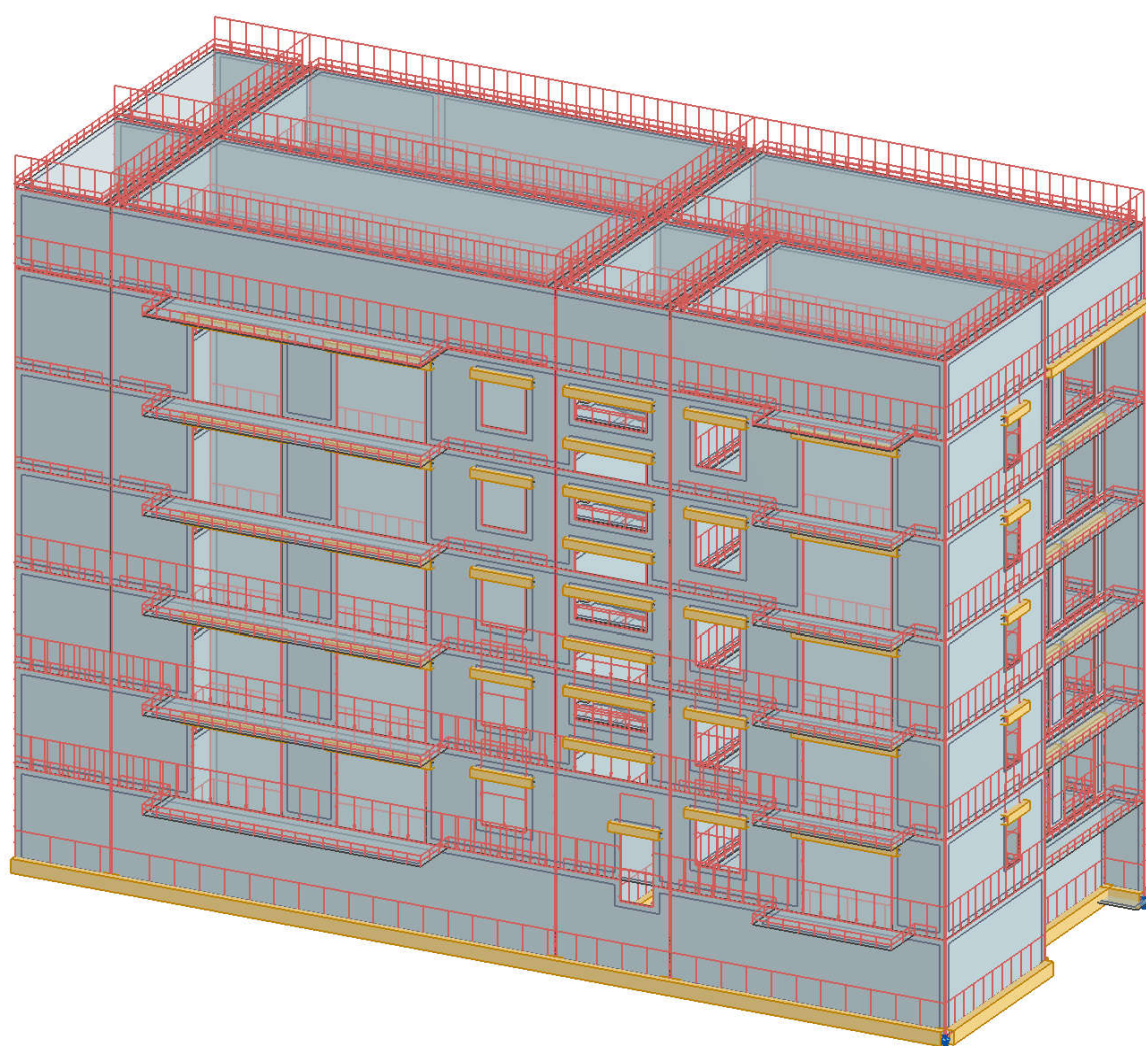


Рис. 4.12. 3D схема прикладення навантажень для будівлі

У даній моделі задано на кожний поверх характеристичні значення постійних навантажень 4.9 кПа (вага підлоги, плити перекриття та перегородок), характеристичні величини змінних тривалих навантажень – 1.5 кПа. На перекриття над п'ятим поверхом задано характеристичні значення постійних навантажень 4.84 кПа (вага підлоги, плити перекриття), характеристичні величини змінних тривалих навантажень – 0.7 кПа. На покрівлю задано характеристичні значення постійних навантажень 3.94 кПа (руберойдний килим, плити покриття і т. ін.), характеристичні величини снігових навантажень – 1.28 кПа.

3D скінченно-елементна модель будівлі наведена на рис. 4.13.

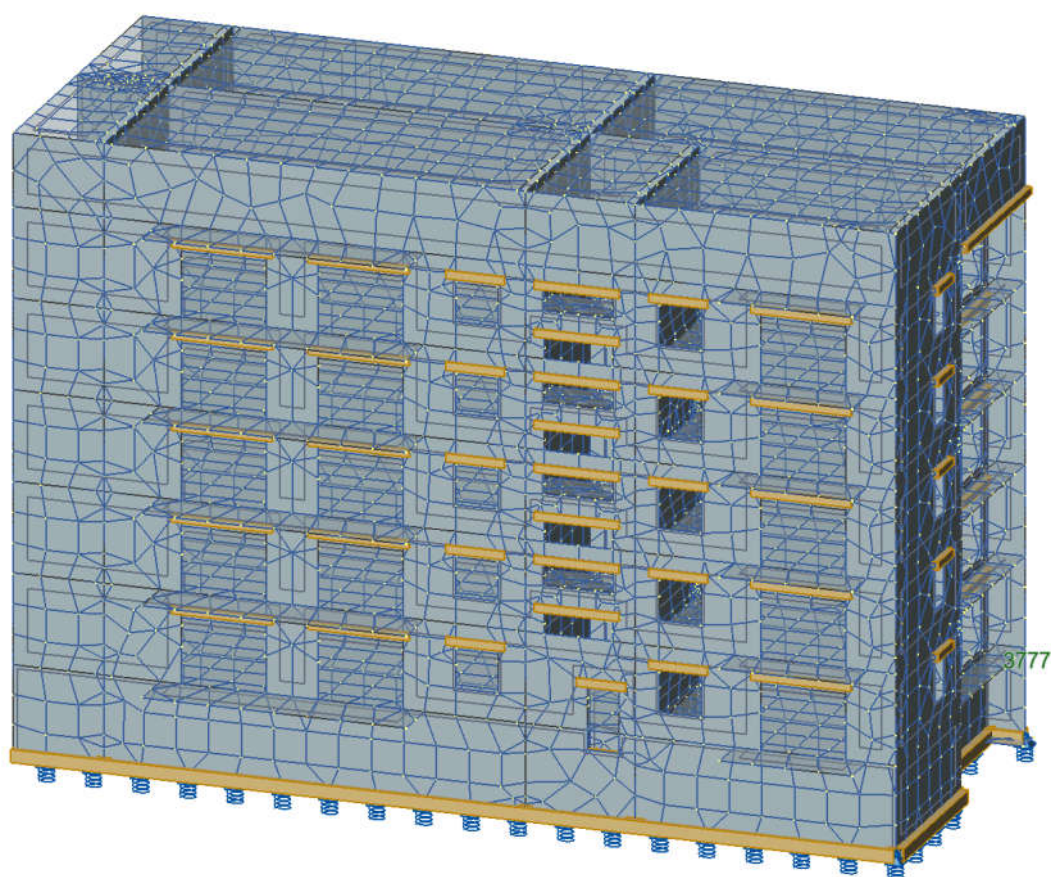


Рис. 4.13. 3D скінченно-елементна модель будівлі

При цьому складні просторові геометричні схеми спрощено шляхом заміни реальної конструкції умовною схемою, наприклад, балки апроксимовано стрижнями, приведеними до осі, а плити та стіни замінено пластинами, приведеними до серединної площини.

Розрахунок конструктивної системи виконувався у просторовій (3D) розрахунковій схемі з урахуванням спільної роботи надземних і підземних конструкцій, фундаменту та його основи.

При оцінюванні НДС будівлі ґрунтова основа існуючих фундаментів замінювалася пружними коефіцієнтами, які отримані при просторовому моделюванні НДС конструкцій будівлі.

При розрахунку конструктивної системи не враховувалося фактичне армування залізобетонних елементів, а тому їх нелінійна робота не враховувалась.

У результаті розрахунку конструктивної системи будівлі визначають: у плоских плитах перекриття, покриття та фундаментів – величини згинальних і крутних моментів, поперечних і поздовжніх сил; у стінах – значення нормальних і дотичних поздовжніх сил, згинальних і крутних моментів і поперечних сил, тощо.

У розрахунковій моделі будівлі прийнято такі передумови: з'єднання стін з плитами перекриття – шарнірне, стін з ростверками – шарнірне. У розрахунковій моделі каркасу використовувалися розрахункові параметри міцності, жорсткості та геометричні параметри конструкцій. Плити перекриття, сходові клітки, стіни й підсилення фундаментів змодельовані пластинчастими елементами, стрічкові ростверки і балки – стрижневими з відповідною поздовжньою та згинальною жорсткостями.

Решта конструкцій, що не мають відношення до просторової жорсткості будівлі (перегородки, підлога, стеля, покрівля і т. ін.) задані еквівалентними навантаженнями, що прикладалися у відповідних місцях розрахункової моделі.

Із результатів оцінювання НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити МСЕ проаналізуємо, головним чином, розподіл нормальних напружень (до горизонтальної площини) в елементах стін на сполучення існуючих навантажень (що включають постійні й тимчасові з граничними розрахунковими значеннями).

4.2 Результати оцінювання зміни НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити

Отримані величини напружень порівнювали із розрахунковим опором цегляної кладки розтягу по перев'язаному перерізу та міцності на стиск. Зокрема, приймалось, що кладка виконана з силікатної цегли М75 і розчину М25.

Відповідно до табл. 9 (Додаток Р до ДБН В.2.6-162:2010) розрахунковий опір кладки розтягу по перев'язаному перерізу складає $f_{bk2}=0.11$ МПа. Відповідно до табл. 1 (Додаток Р до ДБН В.2.6-162:2010) розрахунковий опір кладки на стиск приймають $f_d=1.10$ МПа.

На першому етапі моделювання було визначено початковий характер напружень у кладці стін на момент спорудження будівлі до виникнення дефектів для фасадів 2-І та І-2 (відповідно рис. 4.14 і рис. 4.15).

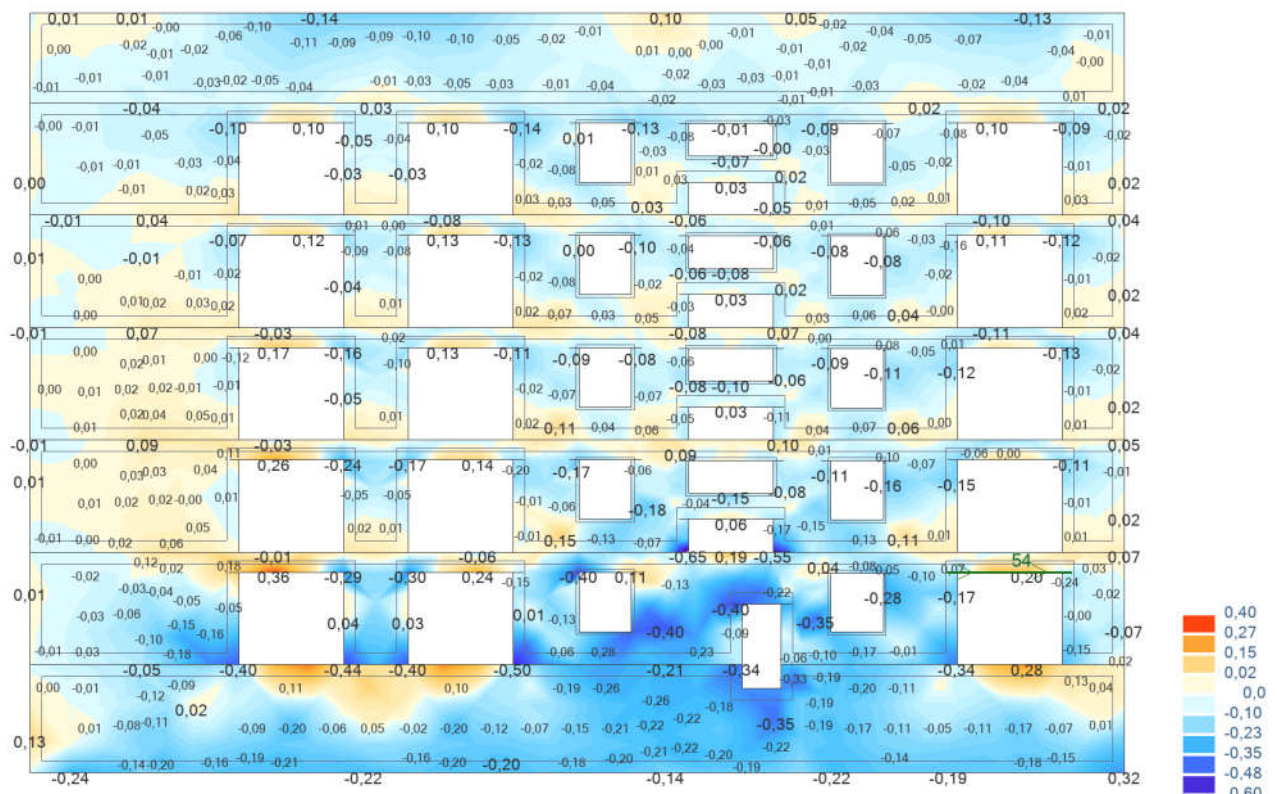


Рис. 4.14. Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді 2-І до виникнення дефектів

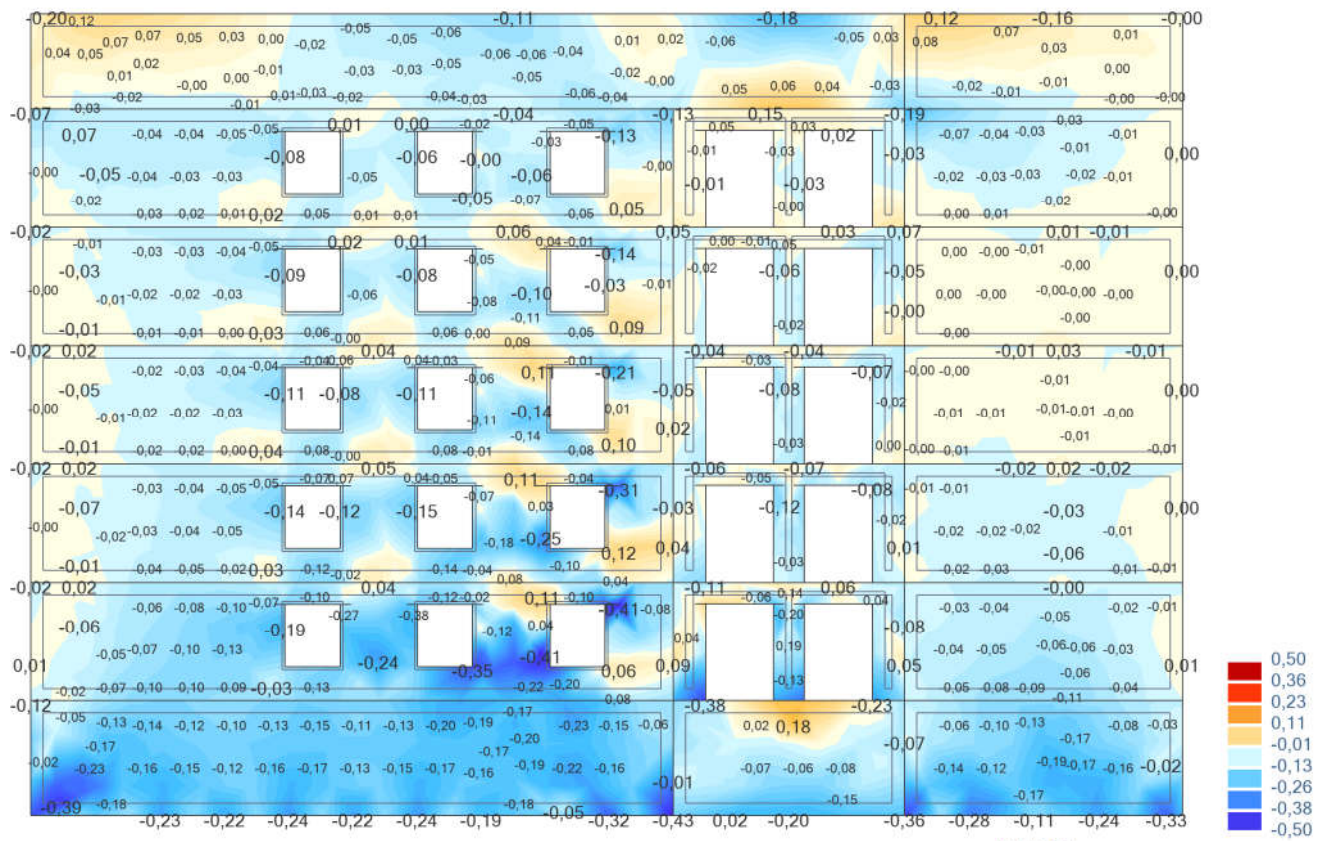


Рис. 4.15. Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді I-2 до виникнення дефектів

Напруження стиску не перевищують максимальних ($f_d=1.10$ МПа), а напруження розтягу в горизонтальній площині в деяких зонах (наприклад, місця влаштування балконів) перевищують максимальні значення ($f_{bk2}=0.11$ МПа), що може бути наслідком невідповідності між розрахунковою моделлю та між реальною схемою розподілення напружень у цегляній кладці.

Але також у стінах навколо сходової клітки прослідковуються напруження розтягу кладки, що в деяких зонах досягають межі міцності кладки на розтяг за перев'язаним перерізом, що може бути наслідком невдалих об'ємно-планувальних рішень будівлі чи помилок при проектуванні фундаментів будівлі.

На другому етапі розрахунку було враховано зміни (суттєве зниження) несучої здатності паль внаслідок аварії на магістральному теплопроводі та визначено новий характер розподілу напружень у кладці стін за головними фасадами.

За характером розподілу напружень можливо зробити узагальнення, що через суттєве зниження несучої здатності паль після пориву магістрального теплопроводу, котрий призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль, відбулося нерівномірне осідання лівої та правої частин будівлі навколо її сходової клітки, котра має більшу жорсткість відносно цих частин.

Тому більшість тріщин зосереджені навколо сходової клітки.

На схемах розподілу напружень (рис. 4.16 і рис. 4.17) лініями виділено місця, де міцність цегляної кладки стін на розтяг перевищено ($f_{bk2}=0.11$ МПа), а тому найбільш можливе виникнення вертикальних тріщин по перев'язаному перерізу.

Значення напружень стиску не перевищують допустимих значень ($f_d=1,1$ МПа).

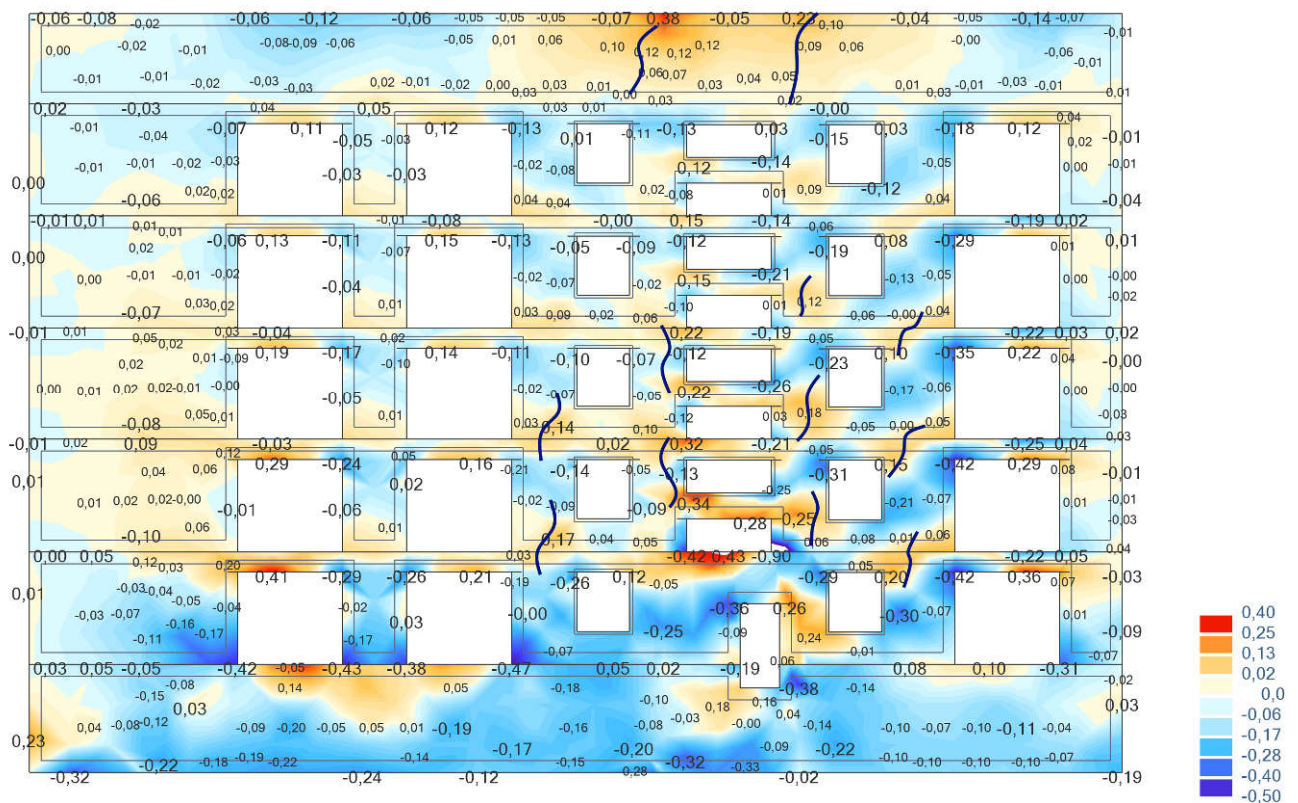


Рис. 4.16. Картина розподілу нормальних напружень і відповідних тріщин у кладці зовнішніх стін на фасаді 2-І після пориву теплової мережі, котрий призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль

На рис. 4.18 і на рис. 4.19 наведено схема розміщення дефектів (тріщин) зовнішніх несучих стін за даними геотехнічного моніторингу (див. розділ 2).

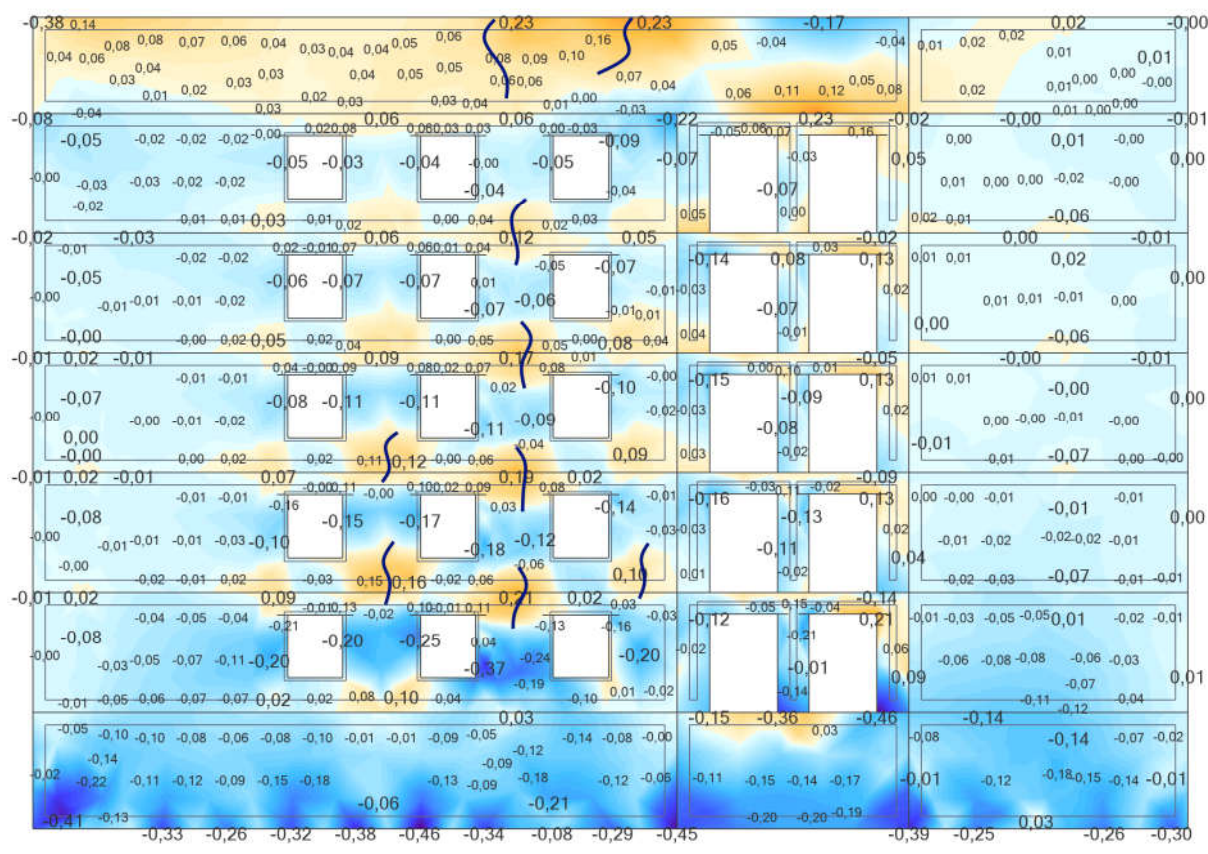


Рис. 4.17. Картина розподілу нормальних напружень і відповідних тріщин у кладці зовнішніх стін на фасаді I-2 після пориву теплової мережі, котрий призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль

Як бачимо, місця розташування та характер теоретичних (змодельованих МСЕ) вертикальних тріщин за перев'язаним перерізом практично співпадають з результатами обстежень.

На третьому етапі моделювання МСЕ додатково враховано роботу елементів підсилення фундаментів. На відповідних схемах розподілу напружень (рис. 4.20 і рис. 4.21) видно, що підсилення фундаменту значною мірою допомогло прибрати нерівномірний характер розподілу напружень і наблизити його до початкового стану.

При цьому зберігається особливість розподілу напружень розтягнення в кладці навколо сходової клітки, та їх значення або не перевищують межі міцності кладки на розтягу ($f_{bk2}=0.11$ МПа), або перевищують їх у місцях аналогічних початковому стану будівлі.



Рис. 4.18. Схема розміщення дефектів і пошкоджень у кладці зовнішніх стін на фасаді 2-I, по осі В (ліва торцева блок-секція I-II) за даними моніторингу

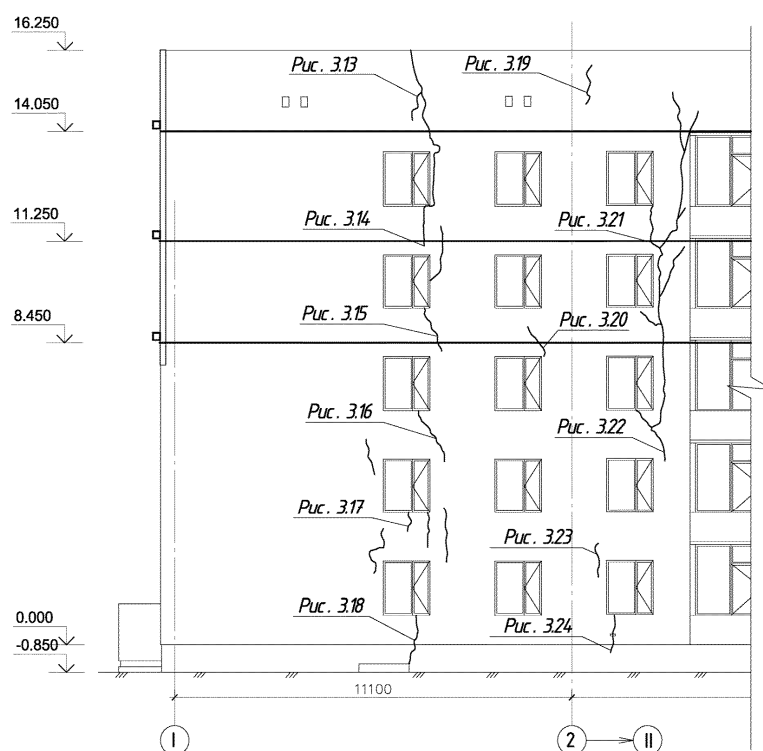


Рис. 4.19. Схема розміщення дефектів і пошкоджень у кладці зовнішніх стін на фасаді I-2, по осі А (ліва торцева блок-секція I-II) за даними моніторингу

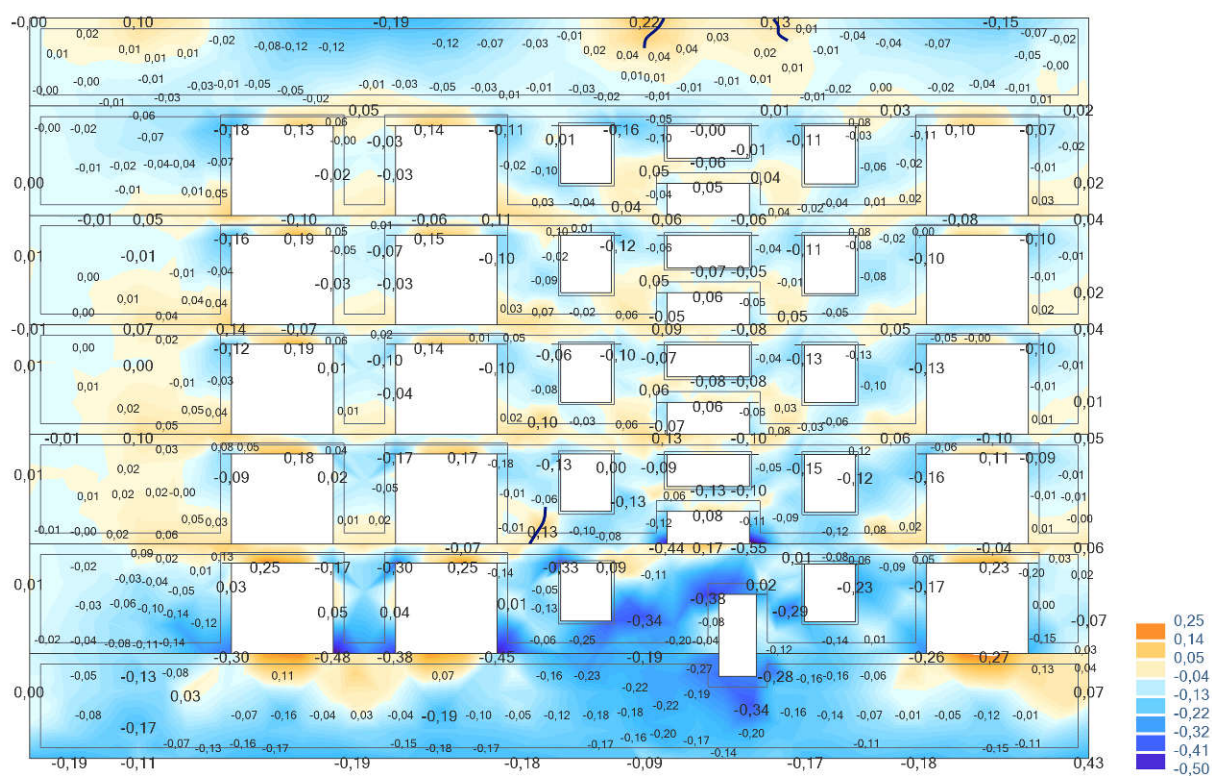


Рис. 4.20. Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді 2-I після підсилення фундаментів

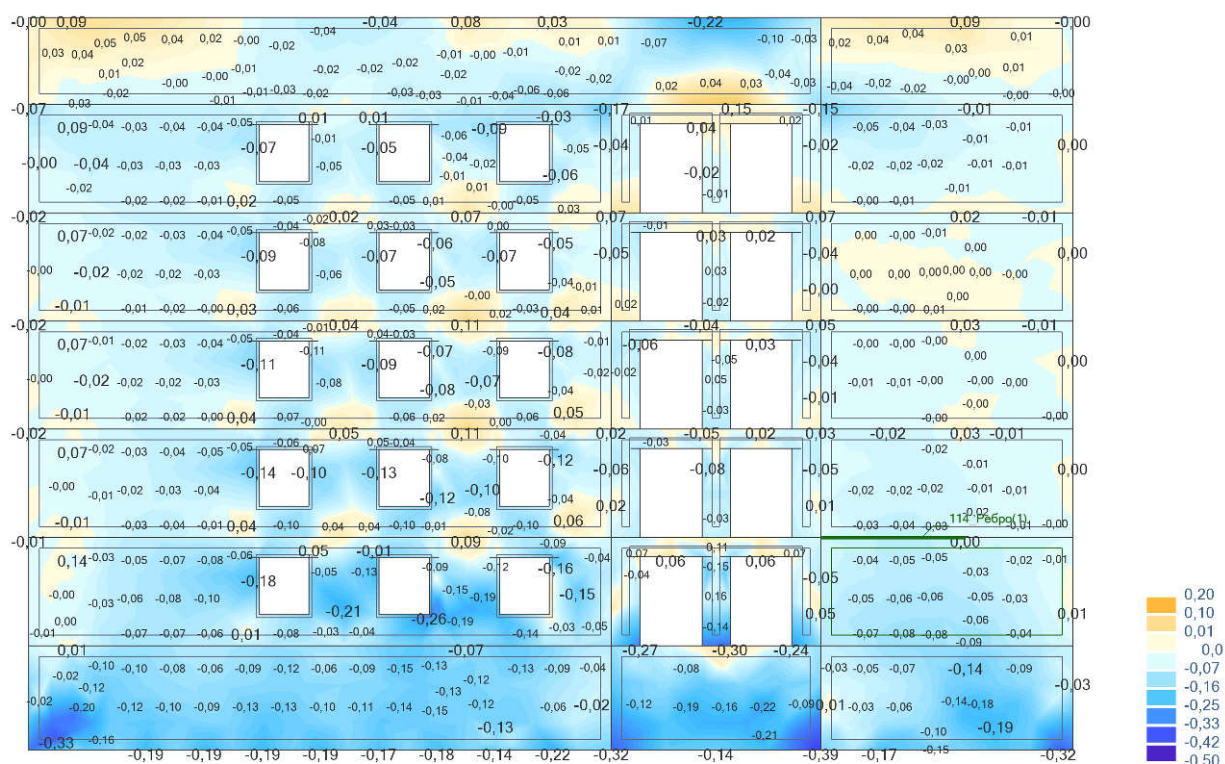


Рис. 4.21. Картина розподілу нормальних напружень в кладці зовнішніх стін на фасаді I-2 після підсилення фундаментів

4.3 Аналіз результатів моделювання НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити

В результаті поетапного (на момент здачі будівлі; після пориву магістральної теплової мережі, котрий призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль; після посилення фундаментів) моделювання НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити вдалося отримати фактичний НДС системи.

Поля напружень в стінових конструкціях відповідають фактичним тріщинам, що зафіксовано при технічному обстеженні. Наступні етапи моделювання враховували фактичний НДС всієї системи, тобто враховувалося, що стінові конструкції в зонах з тріщинами мають нульову жорсткість, деяку жорсткість мають металеві тяжі.

В результаті моделювання НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити отримано фактичні напруження як в фундаментах з елементами підсилення, так і в надземних конструкціях з тріщинами.

При цьому фактичні зусилля в існуючих фундаментах і елементах підсилення та надземних конструкціях не перевищували допустимих меж, що дозволяє стверджувати про вірну схему підсилення пальових фундаментів. При цьому залишається лише підтвердити результати моделювання фактичним моніторингом процесу влаштування підсилення пальових фундаментом і процесом наступної експлуатації будівлі.

Результати геомоніторингу за технічним станом деформованої будівлі у період її посилення та після його завершення наведено у розділі 2, де доведено ефективність запропонованого технічного і технологічного рішення підсилення фундаментів деформованої будівлі.

4.4 Висновки за розділом 4

1. Розроблено нову розрахункову схему системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити і виконано поетапне (на момент здачі будівлі; після пориву магістральної теплової мережі, котрий призвів до ефекту «негативного тертя» за бічною поверхнею паль; після посилення фундаментів) математичне моделювання з використанням МСЕ НДС цієї системи для оцінювання особливостей спільної роботи складових цієї системи. Розрахунок виконувався МСЕ у 3D розрахунковій схемі з урахуванням спільної роботи надземних і підземних конструкцій, пальового фундаменту та основи під ним. При оцінюванні НДС будівлі реакція пальової основи існуючих фундаментів умовно замінювалась відповідними коефіцієнтами.

2. Отримано нові дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити. Моделювання НДС системи після посилення фундаменту показало, що фактичне створення плитно-пального фундаменту значною мірою прибрало нерівномірний характер розподілу напружень і наблизило його до початкового стану. Доведено достатньо високу ефективність і надійність способу посилення пальових фундаментів у складі стрічкового ростверку підведенням плити.

3. В результаті моделювання НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким

підстильним шаром» до підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити вдалося отримати фактичний НДС системи, що враховано наступними етапами моделювання. В результаті моделювання НДС системи після підведення під існуючі ростверки ребристої плити отримано фактичні напруження як в фундаментах з елементами підсилення, так і в надземних конструкціях з тріщинами. При цьому фактичні зусилля в існуючих фундаментах і елементах підсилення та надземних конструкціях не перевищували допустимих меж, що дозволяє стверджувати про вірну схему підсилення пальових фундаментів.

5 ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ПРАКТИКУ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ

5.1 Особливості реалізації робочого проекту посилення пальових фундаментів деформованої житлової будівлі

Оскільки на натурному дослідному об'єкті при апробації удосконаленого автором щодо будівель на пальових фундаментах геотехнічного моніторингу та науково-технічному супроводу встановлено, що деякі палі зазнали значних ушкоджень, довжина інших не відповідає проектній, немає гарантії уникнення поривів водонесучих комунікацій і негативного впливу вибухів у кар'єрі на стан намівних пісків, технічний стан пальових фундаментів будівлі класифіковано як незадовільний (розділ 2).

Тому з використанням авторського конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку (розділ 3) та результатів оцінювання зміни НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити (розділ 4) ТОВ «ЕКФА» (м. Полтава) було складено «Робочий проект капітального ремонту (підсилення) будівельних конструкцій житлового будинку по вул. Героїв Дніпра, 27 в м. Горішні Плавні Полтавської області» (розділ 3).

Його було успішно реалізовано в практиці реконструкції деформованих житлових будівель на пальових фундаментах (без відселення їх мешканців на цей період), а також відповідного геотехнічного моніторингу та науково-технічного супроводу реалізації подібних проектів.

Згідно проекту (див. Додаток А) посилення пальового фундаменту полягало в підведенні під існуючі стрічкові ростверки монолітних залізобетонних балок L-

подібного обрису, які об'єднуються у просторову конструкцію поперечними залізобетонними балками прямокутного перерізу та зверху монолітною залізобетонною плитою товщиною 200 мм.

Роботи в підвалі торцевої блок-секції деформованої будівлі починали від осі II, рухаючись до осі I.

Для мінімізації впливу від виконання робіт на НДС основи та конструкцію існуючих фундаментів, роботи з підсилення технологічно було розбито на етапи. У результаті виконання всіх етапів мала бути отримана ребриста плита підсилення, ребра якої спрямовані до низу.

Така конструкція рівномірно перерозподіляє напруження, які виникають в результаті нерівномірних деформацій основ, і має значну жорсткість за рахунок висоти перерізу таврової балки – 900 мм.

Ще однією перевагою конструктивно-технологічного рішення є те, що при його реалізації виконується лише мінімальний об'єм земляних робіт.

Несучим шаром основи ребристої плити підсилення служить ІГЕ-2с (піски мілкі, неоднорідні, середнього ступеню водонасичення, середньої щільності, намівні (стабілізовані за щільністю піски наміву). Значення фізико-механічних характеристик ґрунту цього шару наступні:

- питома вага ґрунту $\gamma_{II} = 17.21 \text{ кН/м}^3$;
- кут внутрішнього тертя ґрунту $\phi_{II} = 29^\circ$;
- питома зчеплення ґрунту $c_{II} = 1 \text{ кПа}$;
- модуль деформації ґрунту $E = 19.5 \text{ МПа}$.

Для того, щоб включити плиту «в роботу» одразу після її влаштування було передбачено поверхнєве ущільнення піщаної основи під плиту трамбуванням її віброплитами та втрамбуванням у неї щебеню.

Під монолітними балками посилення була передбачена бетонна підготовка товщиною 100 мм, а під монолітною плитою – влаштування шару з шиповидної геомембрани Ізоліт-0.6 на попередньо вирівняну ґрунтову основу.

Бетон для елементів підсилення ростверків класу міцності С20/25, водонепроникністю не нижче W4 і морозостійкістю F50.

В якості робочої арматури для підсилення використано арматуру класу А400С, в якості конструктивної – класу А240С. Армування балок виконувати окремими стержнями.

Захисний шар бетону для нижньої арматури балок складав 70 мм.

Фактично роботи з посилення пальових фундаментів деформованої будівлі шляхом підведення під існуючі ростверки монолітної залізобетонної плити було виконано за шість етапів, які, зокрема, достатньо детально проілюстровано на рис. 5.1 – 5.7:

- перший етап робіт з підсилення включав в себе відривання траншей, армування та бетонування поперечних залізобетонних балок жорсткості між ростверками повздовжніх несучих стін будівлі та під ростверками її поперечних стін сходових кліток (рис. 5.1, а, б);

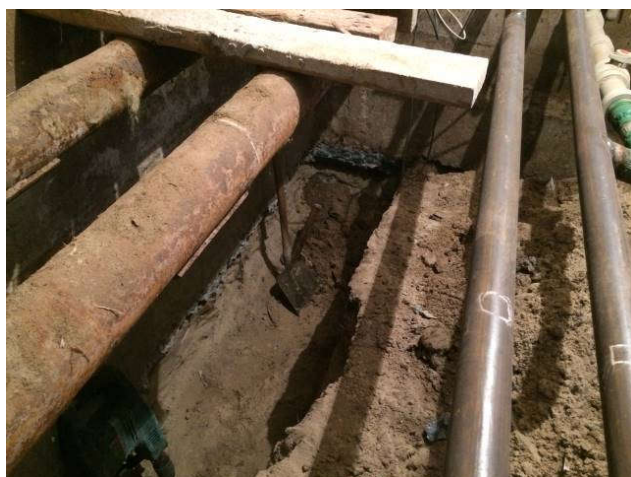
- другий етап полягав у підведенні L-подібних залізобетонних балок під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін будівлі між осями «2» та «1» (рис. 5.1, в, г, д, е);

- на третьому етапі L-подібні залізобетонні балки, котрі залишилися, підводилися під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін будівлі між осями «2» та «1» (рис. 5.2, а, б, в, г);

- четвертий етап робіт містив підведення L-подібних залізобетонних балок під ростверки на перетині повздовжніх і поперечних стін будівлі між осями «І» та «2» (рис. 5.2, д);

- п'ятий етап полягав у підведенні L-подібних залізобетонних балок у проміжки, котрі залишилися під ростверками на перетині повздовжніх і поперечних стін будівлі між осями «І» та «2» (рис. 5.2, е);

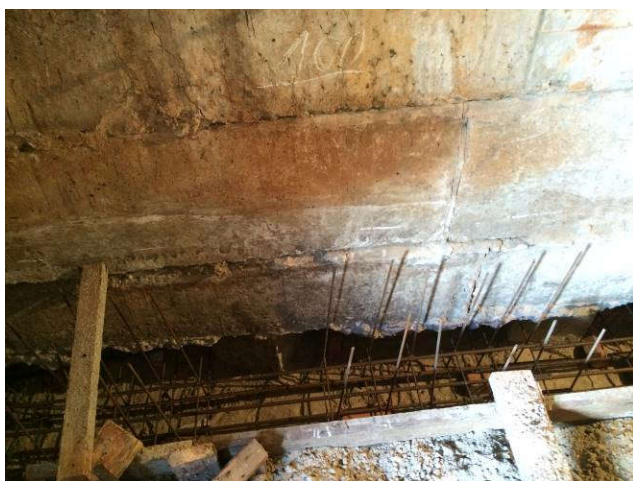
- шостий етап робіт включав у себе поверхнєве ущільнення піщаної основи під плиту трамбуванням її віброплитами (рис. 5.3) та втрамбовуванням у неї щебеню, армування (рис. 5.4) та бетонування (рис. 5.5) верхньої монолітної плити, що об'єднує всі балки посилення у суцільну жорстку просторову конструкцію.



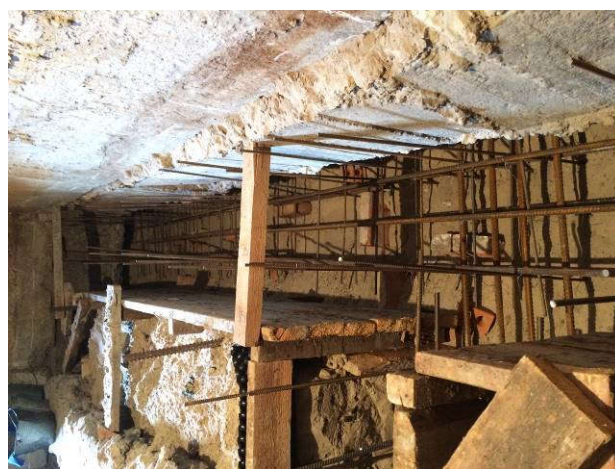
а



б



в



г



д

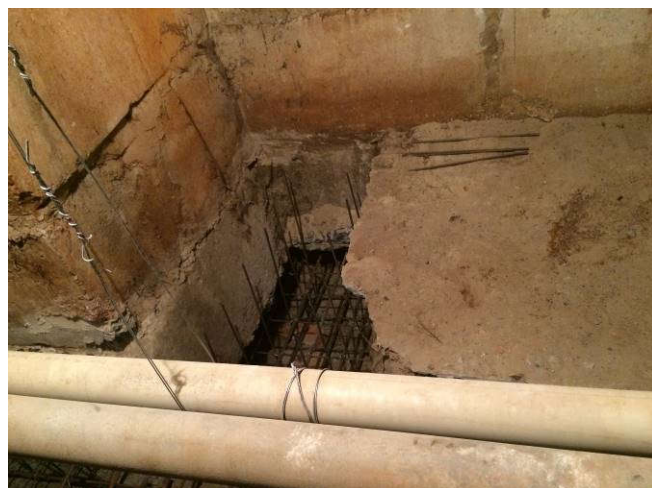


е

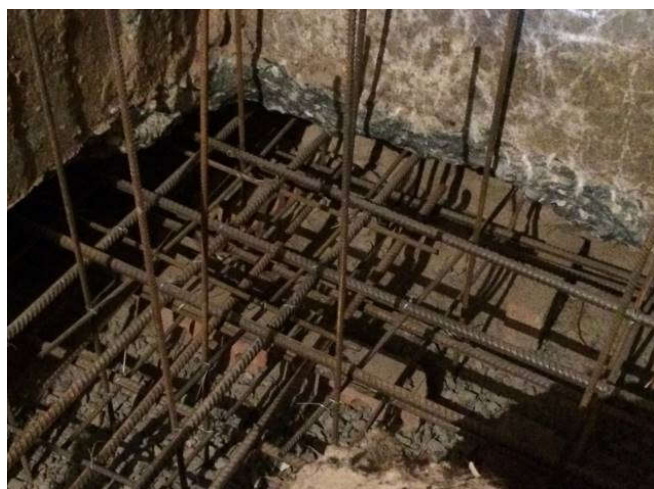
Рис. 5.1. Етапи реалізації конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити: а, б – перший етап; в, г, д, е – другий етап



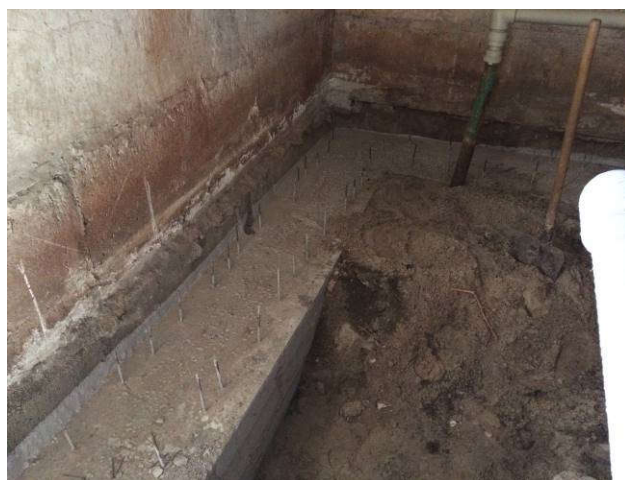
а



б



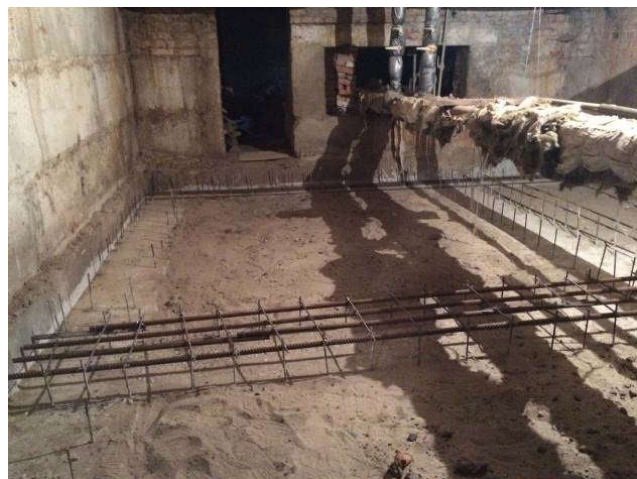
в



г



д



е

Рис. 5.2. Етапи реалізації конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити: а, б, в, г – третій етап; д – четвертий етап; е – п'ятий етап



Рис. 5.3. Вигляд піщаної основи після її поверхневого ущільнення під плиту

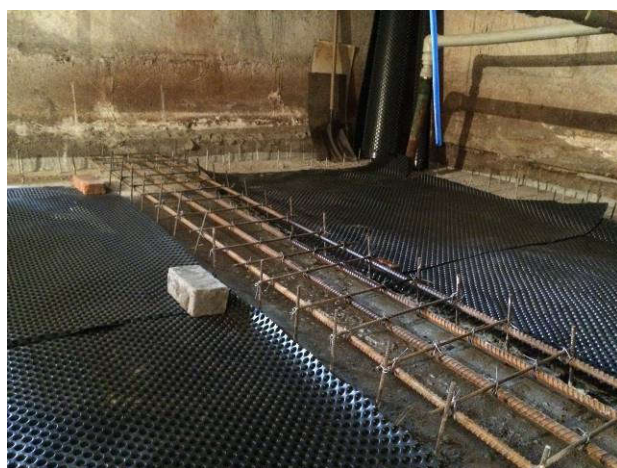


Рис. 5.4. Армування плити (шостий етап посилення фундаментів)



Рис. 5.5. Бетонування плити (шостий етап посилення фундаментів)

Особливості процесу подачі бетону для улаштування монолітних балок посилення та плити показано на рис. 5.6.



Рис. 5.6. Процес подачі бетону для улаштування балок посилення та плити

Сучасний вигляд підвалу торцевої блок-секції деформованої будівлі, в якому проводились роботи з посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку, після завершення робіт, подано на рис. 5.7.



Рис. 5.7. Вигляд підвалу після завершення робіт з посилення фундаментів

Щільність скелету ґрунту після ущільнення мілкового піску під плиту (на шостому етапі) контролювалась методом ріжучих кілець [30].

Слід також додати, що в межах реалізації проекту капітального ремонту житлового будинку було також:

- розширено та зачеканено тріщини;
- усунуто розгерметизацію теплової мережі;
- замінено трубопроводи магістральної теплової мережі;
- посилено залізобетонні перемички в несучій внутрішній стіні підвалу будівлі;

- відновлено захисний шар бетону паль, в яких досліджувалось їхнє армування;
- відновлено вимощення за периметром будинку і т. ін.

Таким чином, в результаті практичної реалізації удосконаленого конструктивно-технологічного рішення всі існуючі палі фундаменту деформованої будівлі, як занурені на проектну позначку, так і не доведені до неї були надійно об'єднані жорсткою ребристою плитою підсилення, тобто в процесі реконструкції фактично було влаштовано плитно-пальовий фундамент. При цьому доцільно підкреслити, що всі роботи з посилення фундаментів було виконано без відселення мешканців будинку на цей період.

5.2 Результати геомоніторингу за технічним станом деформованої будівлі у період її посилення та після його завершення

Одразу після завершення посилення пальових фундаментів частина раніше зруйнованих гіпсових маячків, встановлених на вертикальних тріщинах у несучих стінах будинку, була відновлена (прикладі таких відновлених маячків подано на рис. 5.8), однак нові тріщини в них не утворились.

У результаті геометричного нівелювання III класу точності [85] тих стінових марок, за якими велись інструментальні спостереження ще на підготовчому етапі геомоніторингу (розділ 2), вже після посилення фундаментів об'єкту протягом близько 4 років, встановлено, що додаткові осідання основи фундаменту будівлі не перевищили 1 – 2 мм (тобто, умови (1.2) і (1.3) зодовільнено) й стабілізувались вже протягом першого року після завершення робіт з посилення фундаментів.

Отже, можливо стверджувати про достатню надійність способу посилення пальових фундаментів у складі стрічкового ростверку підведенням ребристої плити.



Рис. 5.8. Відновлені (після посилення фундаментів) маячки на тріщинах у зовнішніх несучих стінах будинку

5.3 Обґрунтування оптимального варіанту підсилення пальових фундаментів деформованої будівлі в м. Полтава

Результати досліджень впроваджено також для об'єкту по вул. Станіславського, 6а в м. Полтава, що являє собою житловий 10-поверховий

будинок (загальний вигляд на рис. 5.9). Будинок 2-х під'їзний, прямокутної форми в плані з габаритними розмірами 15,9х39,57 м в осях, має техпідпілля, в якому розміщені інженерні комунікації та технічний поверх. Будівля немає деформаційних швів. Конструктивна схема будинку – безкаркасна з несучими поздовжніми зовнішніми та внутрішніми стінами. Будівля експлуатується 10 років без капітального ремонту.

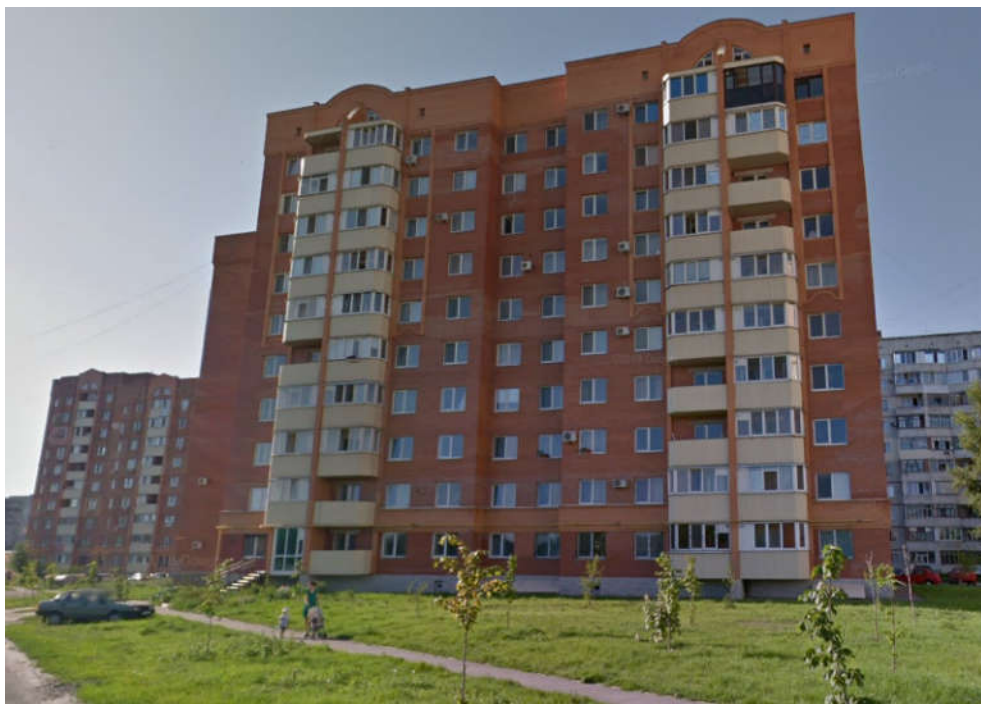


Рис. 5.9. Загальний вигляд будівлі, яка обстежувалась

Зовнішні стіни – цегляні (510 мм), виконані із звичайної глиняної повнотілої цегли пластичного пресування М100 на розчині М100 для 2-го – 6-го поверхів; із цегли М100 на розчині М75 для 7-го – 10-го поверхів. Зовнішній ряд кладки виконано із декоративного каменю. Цегла і фасадний декоративний камінь мають різну деформативність, що зумовило різну деформацію внутрішньої і зовнішньої частини кладки. Переkritтя, покриття – виконано із збірних залізобетонних багатопустотних плит. Фундаменти – буронабивні палі Ø400 мм довжиною 15,5 м, з'єднані стрічковим ростверком $h=600$ мм. Згідно з проектною документацією встановлено, що основа фундаментів паль – глина краснувато-бура, напівтверда. Палі зверху прорізає просадочну товщу.

Під час проведення обстежень зафіксовано значну кількість тріщин по зовнішнім стінам цегляної кладки (рис. 5.10), а також випадання облицювального шару цегляної кладки (рис. 5.11), вертикальні тріщини між повздовжніми несучими та поперечними самонесучими стінами (рис. 5.12).



Рис. 5.10. Вертикальна осадова тріщина на рівні технічного поверху

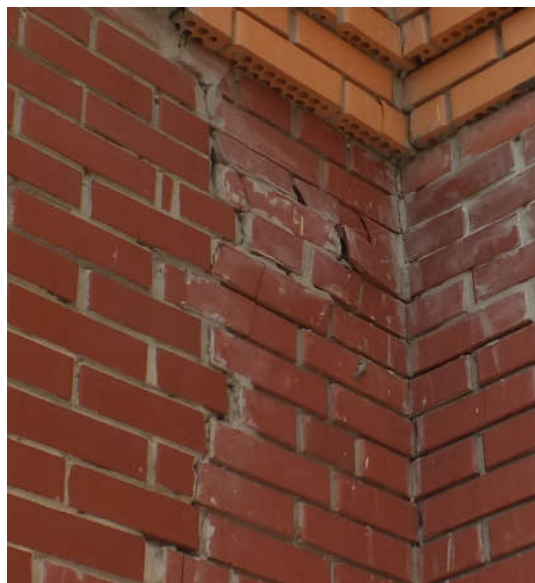


Рис. 5.11. Відшарування і випинання зовнішнього облицювального шару з цегли

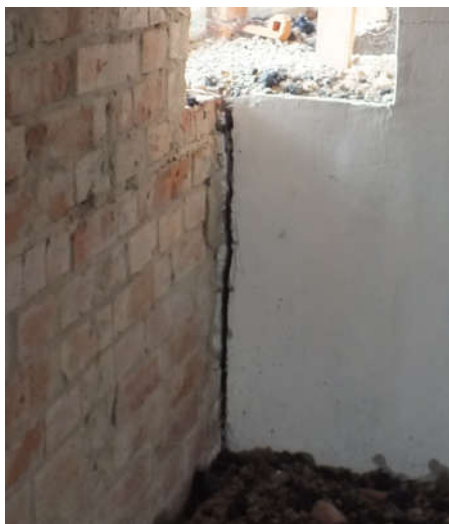


Рис. 5.12. Вертикальні тріщини між повздовжніми несучими та поперечними самонесучими стінами

Основна причина зафіксованих руйнувань – різна жорсткість паль. Тому в даному випадку для уточнення фактичної жорсткості буронабивних паль

використано розроблену в даній роботі методику зворотнього розрахунку чисельним моделюванням. Крім того, для розроблення рекомендацій щодо підсилення пальових фундаментів деформованої багатоповерхової житлової будівлі по вул.Станіславського, 6 в м.Полтава було обґрунтовано рішення підведення залізобетонної ребристої плити під існуючі ростверки. Методика проведення будівельно-монтажних робіт аналогічно тій, що наведена в даній дисертаційній роботі.

5.4 Впровадження результатів роботи в будівельні нормативні документи та навчальні курси

Окрім впровадження результатів роботи у «Робочий проект капітального ремонту (підсилення) будівельних конструкцій житлового будинку по вул. Героїв Дніпра, 27 в м. Горішні Плавні Полтавської області» (ТОВ «ЕКФА») і відповідний геомоніторинг за технічним станом деформованої будівлі, результати дисертаційної роботи також було використано ТОВ «Альмагруп» при розробленні рекомендацій щодо подальшої безаварійної експлуатації багатоповерхової житлової будівлі по вул. Станіславського, 6 в м. Полтава, зокрема, обґрунтуванні оптимального варіанту підсилення пальових фундаментів деформованої будівлі шляхом підведення ребристої монолітної плити.

Основні результати досліджень було враховано також Державним підприємством «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК) [29, 34], м. Київ при складанні:

- п. 10.4 Способи ремонту і підсилення фундаментів і основ, п. 10.5 Розрахунок і проектування підсилення фундаментів і основ ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд [34];

- п. 9.5 Розрахунки системи «основа – фундамент – споруда» ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення [29].

Результати дисертації також упроваджені у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» при розробці держбюджетної роботи «Ресурсоекономні технології відновлення й реконструкції житлових, громадських і виробничих будівель та захисних споруд цивільної оборони» (номер державної реєстрації 0116U002567) і викладанні навчальних дисциплін «Використання методу скінчених елементів у геотехнічному проектуванні» та «Інноваційні рішення складних геотехнічних процесів» для підготовки докторів філософії (третій освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Відповідні довідки та акти про впровадження результатів дисертаційної роботи вміщено в Додатку А.

5.5 Висновки за розділом 5

1. Удосконалено та впроваджено в практику реконструкції деформованих житлових будівель (без відселення їх мешканців на цей період) конструктивно-технологічне рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку шляхом підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити, яка рівномірно перерозподіляє напруження, що виникають в результаті нерівномірних деформацій основ, і має значну жорсткість, а об'єм земляних робіт при його реалізації мінімальний.

2. За даними геомоніторингу після посилення фундаментів деформованого будинку, який триває вже близько 4 років, встановлено, що додаткові осідання основи не перевищили 1 – 2 мм і стабілізувались вже протягом першого року після завершення робіт з посилення фундаментів, а тріщин у гіпсових маячках, які були відновлені на несучих стінах, не зафіксовано.

3. Результати роботи використано: ТОВ «ЕКФА» при складанні «Робочого проекту капітального ремонту (підсилення) будівельних конструкцій житлового будинку по вул. Героїв Дніпра, 27 в м. Горішні Плавні Полтавської області»,

реалізації проекту та відповідному геомоніторингу; ТОВ «Альмагруп» для уточнення фактичної жорсткості буронабивних паль і розроблення рекомендацій щодо підсилення пальових фундаментів деформованої багатоповерхової житлової будівлі по вул. Станіславського, 6 в м. Полтава; ДП НДІБК при складанні п. 10.4 і 10.5 ДСТУ Б В.3.1-2:2016 [34] та п. 9.5 ДБН В.2.1-10:2018 [29]; у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» при розробці держбюджетної роботи «Ресурсоекономні технології відновлення й реконструкції житлових, громадських і виробничих будівель та захисних споруд цивільної оборони» і у навчальному процесі аспірантів.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У роботі вирішено важливу науково-технічну **задачу** удосконалення конструктивно-технологічного рішення посилення фундаментів із забивних призматичних паль у складі стрічкового ростверку внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити, конструкція і стабільність зведення якої залежить від зміни НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром».

1. На характерному натурному об'єкті удосконалено та апробовано систему геотехнічного моніторингу системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити: визначено фактичний технічний стан і параметри її основ і фундаментів та їх зміни в часі; шляхом моніторингу обґрунтовано критичні значення додаткового розкриття існуючих тріщин і місця появи нових, що можуть призвести до руйнування будівлі, проведено спостереження за деформаціями об'єкту до, в процесі й після його посилення для встановлення закономірностей розвитку та стабілізації цих деформацій у часі й ін.

2. Зафіксовано за однакового тиску від власної ваги ґрунту більш високу інтенсивність (зі щільності скелету ґрунту з 1,62 до 1,65 г/см³) самоущільнення мілких пісків протягом 2 років при вологості 20 – 25% порівняно з 6 – 18%. Це дає можливість спрогнозувати значення механічних характеристик штучних основ для достовірного моделювання НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити. Захищено патентом «Пенетрометр польовий» для дослідження механічних властивостей ґрунтів і оперативного контролю якості їх ущільнення.

3. Удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення пальового фундаменту підведенням під ростверки залізобетонних балок, які об'єднують поперечними балками, а зверху монолітною плитою, жорсткість яких залежить від НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» та її зміною в часі, що моделюється МСЕ і контролюється геотехнічним моніторингом; щоб швидко включити плиту «до роботи» в її основу віброплитами втрамбовують щебінь; ребра плити спрямовані до низу, вона добре перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій основ і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт.

4. Розроблено просторову числову модель системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» для ітераційного моделювання (різні довжина паль і основа їх вістря; на момент здачі будівлі; після аварії на трубопроводі, яке викликало ефект «негативного тертя» за бічною поверхнею паль і часткове розмивання намівного піску) МСЕ. Розрахунок виконано у 3D розрахунковій схемі з урахуванням спільної роботи надземних і підземних конструкцій, пальового фундаменту й основи під ним. При оцінюванні НДС будівлі реакція пальової основи існуючих фундаментів умовно замінювалась відповідними коефіцієнтами.

5. На базі просторової числової моделі розроблено методику уточнення жорсткості паль ітераційним моделюванням МСЕ НДС системи «деформована будівля – забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» за результатами геотехнічного моніторингу. При цьому порівнювалося НДС розробленої моделі і фактичного стану деформованої будівлі на момент її здачі, після аварії трубопроводу з урахуванням мінливості довжини паль. Отже, підбиралася така жорсткість паль, щоб при моделюванні була змога досягти відповідних напружень розтягу в цегляній кладці, що відповідало б фактичному технічному стану деформованої будівлі.

6. Отримано нові дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля – палі у складі стрічкового ростверку – основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під ростверки ребристої плити. Моделювання НДС

системи на момент підведення елементів підсилення показало, що стадійність і розміри захваток впливають на значення напружень розтягу в стінових елементах будівлі, що дозволило оптимізувати технологічні рішення. Моделювання НДС системи після посилення фундаменту показало, що перерозподіл напружень в елементах нової конструкції фундаментів та їх основі дає можливість уникнути нерівномірних осідань. Доведено ефективність і надійність способу посилення пальових фундаментів підведенням ребристої плити.

7. Результати досліджень використано при: складанні п. 10.4, 10.5 ДСТУ Б В.3.1-2:2016, п. 9.5 ДБН В.2.1-10:2018; проекту посилення пальових фундаментів деформованого будинку в м. Горішні Плавні (без відселення мешканців) і відповідному геомоніторингу; розробці рекомендацій подальшої безаварійної експлуатації багатоповерхової житлової будівлі по вул. Станіславського, 6 в м. Полтава; навчальному процесі аспірантів і розробці держбюджетної роботи.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М.Ю. Абелев. – М.: Стройиздат, 1983. – 247 с.
2. Баженов В.А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов: підручник – К.: Каравелла, 2009. – 696 с.
3. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
4. Бахолдин Б.В. Определение модуля деформации грунтов по данным компрессионных испытаний для расчета осадок свайных фундаментов / Б.В. Бахолдин, Л.П. Чащихина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №1. – С. 8 – 11.
5. Бойко І.П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). – Вип. 4(34). – Т.1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 54 – 60.
6. Бойко І.П. Напружено-деформований стан пальових фундаментів багатосекційних будинків / І.П. Бойко, В.С. Носенко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво). – Т. 2. – К.: НДІБК. – 2011. – Вип. 75. – С. 159 – 163.
7. Бойко І.П. Процеси деформування основи пальових фундаментів в специфічних ґрунтових умовах / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, О.О. Арешкович // Світ геотехніки. – 2010. – № 3 (27). – С. 30 – 33.
8. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса: монография / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.
9. Використання малозв'язних розкривних порід для улаштування штучних основ / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, П.М. Омельченко, С.М. Манжалій // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 71. – Кн. 2 – К.: НДІБК, 2008. – С. 83 – 92.

10. Винников Ю.Л. Визначення розрахункового опору ґрунтів за бічною поверхнею паль постійного поперечного перерізу / Ю.Л. Винников, А.В. Яковлєв, В.С. Яковлєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 18. – Рівне: НУВГП, 2009. – С. 554 – 560.
11. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі: Монографія / Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – 280 с.
12. Винников Ю.Л. Оценка совместной работы системы «основание – фундамент – сооружение» при надстройке / Ю.Л. Винников, О.В. Кичаева, А.В. Суходуб // Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение: материалы междунар. науч.-технич. конф., посвященной 80-летию образования кафедры геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, оснований и фундаментов ЛИСИ) и 290-летию российской науки. – Ч. I. – СПбГАСУ. – СПб., 2014. – С. 130 – 136.
13. Вииников Ю.Л. О причинах неравномерных деформаций 14-ти этажного здания на свайном фундаменте / Ю.Л. Винников // Праці II Української наук.-техн. конф. З механіки ґрунтів і фундаментобудування. – Полтава: ПТУ, 1996. – Т. 3. – С. 64 – 67.
14. Винников Ю.Л. Розрахунок фундаментної плити силосів на армованій стохастичній основі / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, В.І. Марченко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: збірник наук. праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. академіка В. Лазаряна. – Вип. 3. – Д.: Вид-во ФОП Удовиченко О.М., 2012. – С. 26 – 32.
15. Галицкий В.Г. Деформации сооружений спортивного комплекса на водонасыщенных грунтах в Херсоне / В.Г. Галицкий, Ю.А. Чиненков // Основания фундаменты и механика грунтов. – 1990. – №6. – С. 4 – 7.
16. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «сооружение – основание» при неравномерных деформациях основания / Б.А. Гарагаш. – Сочи: «Кубанькино», 2004. – 908 с.

17. Геотехнічні властивості штучних основ із розкривних малозв'язних ґрунтів / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій // Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 37. – К.: КНУБА, 2015. – С. 179 – 189.
18. Геотехнічні властивості штучних основ для об'єктів гірничо-збагачувального комплексу: Монографія / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2017. – 266 с.
19. Головка С.І. Теоретичні засади закріплення основ будівель та споруд ін'єкцією розчинів під високим тиском: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / С.І. Головка. – ДВНЗ ПДАБА. – Дн., 2011. – 34 с.
20. Голубев А.И. К вопросу выбора модели грунта для геотехнических расчетов / А.И. Голубев, А.В. Селецкий // Научно-практические и теоретические проблемы геотехники: Межвуз. тематич. сб. тр. – СПб.: СПбГАСУ, 2009. – Т. 2. – С. 6 – 10.
21. Голубков В.Н. Питання дослідження пальових фундаментів і проектування по деформаціях / В.Н. Голубков. – Одеса: ОДАБА, 2009. – 42 с.
22. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: ФАКТ, 2007. – 392 с.
23. Готман А.Л. Свайные фундаменты – эффективно развивающееся направление в фундаментостроении / А.Л. Готман // Основания фундаменты и механика грунтов. – 2020. – №3. – С. 2 – 10.
24. Готман Н.З. Определение сопротивления сдвигу грунта по боковой поверхности забивных свай в численных расчетах / Н.З. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2018. – №6. – С. 8 – 12.
25. Григорян А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах / А.А. Григорян. – М.: Стройиздат. 1984. – 162 с.
26. Грунтоведение / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.В. Вознесенский и др. Под ред. В.Т. Трофимова. – М.: Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.
27. Далматов Б.И. Основы геотехники / Б.И. Далматов. – М.: АВС, 2002. – 319 с.
28. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2014. – 128 с.

29. ДБН В.2.1-10: 2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. – 2018. – 36 с.
30. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості / Державний комітет України у справах містобудування та архітектури. – К.: МНТКС, 1997. – 101 с.
31. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель та споруд / ДП «УкрНДНЦ». – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 38 с.
32. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану / Мінрегіон України. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 45 с.
33. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 11 с.
34. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 82 с.
35. ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах. – К.: ДП «УкрНДНЦ». – 2017. – 66 с.
36. Егоров К.Е. К расчету деформаций оснований: сб. ст. / К.Е. Егоров. – М.: ФГУП «ВНИИНТПИ», 2002. – 400 с.
37. Жук В.В. Взаємодія елементів системи «будівля – фундамент – ґрунтова основа» в умовах нерівномірних деформацій ґрунтів / В.В. Жук, М.В. Корнієнко // Основи і фундаменти: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: КНУБА. – 2011. – Вип. 32 – С. 36 – 45.
38. Жуков Н.В. Расчёт коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки / Н.В. Жуков. – М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1989. – 72 с.
39. Жусупбеков А.Ж. Расчет осадки свайных фундаментов высотных зданий в грунтовых условиях Астаны / А.Ж. Жусупбеков, С.Б. Енкебаев, Р.Е. Лукпанов и др. // Основания фундаменты и механика грунтов. – 2012. – №3. – С. 14 – 17.

40. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. – М.: Стройиздат, 1988. – 350 с.
41. Зоценко М.Л. Використання пневмопробійників при влаштуванні та реконструкції основ і фундаментів / М.Л. Зоценко, В.М. Передерій, М.Ф. Передерій. – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – 17 с.
42. Зоценко Н.Л. Длительные осадки зданий на набивных сваях в скважинах, пробитых в лессовых грунтах / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – №3. – С. 28 – 33.
43. Зоценко Н.Л. Современная практика моделирования взаимодействия фундаментов с уплотненными основаниями при их возведении и последующей работе // Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 164 – 171.
44. Зоценко М.Л. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. – 346 с.
45. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.
46. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич. – Запорожье: ООО «ИПО «Запорожье». – 2009. – 400 с.
47. Ковальський Р.К. Визначення напружено-деформованого стану висотних будинків складної конфігурації в плані з врахуванням етапів їх зведення / Р.К. Ковальський // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 75: в 2-х кн.: Кн. 2. – К.: ДП НДІБК, 2011 – С. 103 – 112.
48. Коновалов П.А. Аварийные деформации девятиэтажных жилых зданий на намывных основаниях со слабым подстилающим слоем / П.А. Коновалов, И.В. Финаев, В.Ю. Прохоров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – №6. – С. 7 – 11.
49. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов, В.П. Коновалов. – М.: АСВ. – 2011. – 384 с.

50. Корнієнко М.В. Особливості проектування будівель каркасного типу на плитних фундаментах на ділянках щільної міської забудову в умовах підтоплення / М.В. Корнієнко, В.В. Жук, І.С. Чегодаєв // Збірник наукових праць. Серія галузеве машинобудування, будівництво, ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – Вип. 34. С. 123 – 130.
51. Криксунов Е.З. Визначення коефіцієнтів постелі за допомогою програми КРОСС / Е.З. Криксунов та ін. // Будівництво України. – 2002. – №5. – С. 43 – 45.
52. Крутов В.И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В.И. Крутов, А.С.Ковалев, В.А. Ковалев. – М.: АСВ, 2013. – 544 с.
53. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
54. Лучковский И.Я. К вопросу о расчетном сопротивлении грунта основания / И.Я. Лучковский. – Харьков: Коллегиум, 2010. – 48 с.
55. Маєвська І.В. // Врахування коефіцієнту пористості ґрунтів для визначення опору по бічній поверхні бурових паль / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Основи і фундаменти: Міжвід. науково-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2019. – Вип. 38. – С. 53 – 64.
56. Маєвська І.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених фундаментів: монографія / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук. – Вінниця: ВНТУ, 2013. – 168 с.
57. Максименко В.П. Применение нелинейного шагового процессора «ЛИРА – СТЕП» для оценки реального состояния сооружений / В.П. Максименко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 439 – 446.
58. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1994. – 228 с.
59. Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.

60. Мангушев Р.А. К расчету деформации фундаментов на неоднородных основаниях, постилаемых водонасыщенными грунтами / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов // Научно-практические и теоретические проблемы геотехники. Межвузовский тематич. сб. тр.– СПб.: СПбГАСУ, 2009. – Т.1. – С. 129 – 133.
61. Мангушев Р.А. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства / Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова. – М.: Изд-во АСВ, 2017. – 168 с.
62. Манжалій С.М. Геотехнічні властивості штучних основ із розкривних малозв'язних ґрунтів з урахуванням чиннику часу / С.М. Манжалій, Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 83: В 2-х кн.: Кн. 1. – К.: ДП НДІБК, 2016. – С. 405 – 411.
63. Матвеев Г.А. Опыт проектирования и строительства свайно-плитного фундамента группы зданий / Г.А. Матвеев, В.А. Лукин, А.Б. Фадеев // Тр. Международ. конф. по геотехнике «Геотехнические проблемы мегаполисов». – М.: ПИ «Геореконструкция», 2010. – Т. 4. – С. 1513 – 1516.
64. Месчян С.Р. Экспериментальные основы реологии глинистых грунтов / С.Р. Месчян. – Ереван: Гитутюн, 2008. – 807 с.
65. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: Учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков. – М. – СПб: Изд-во АСВ, 2012. – 280 с.
66. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, О.В. Солодянкін, В.Г. Шаповал О.М. Шашенко, С.В. Біда. – Дн.: «Пороги», 2014. – 232 с.
67. Нарбут Р.М. Работа свай в глинистых грунтах / Р.М. Нарбут. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1972. – 160 с.
68. Немчинов Ю.И. Метод пространственных конечных элементов / Ю.И. Немчинов. – К.: НИИСК, 1995. – 368 с.
69. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. Затверджені спільним

наказом Державного комітету будівництва, архітектури та житлової політики України та Держнаглядохоронпраці України від 27 листопада 1997 р. за №32/288. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України. Міністерство праці та соціальної політики України. Держнаглядохоронпраці України. – 1997.

70. Носенко В. Числове моделювання напружено-деформованого стану пальового фундаменту будинку з використанням різних моделей ґрунтової основи / В. Носенко, О. Кашоїда // Основи і фундаменти: Міжвід. науково-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2019. – Вип. 38. – С. 34 – 43.

71. Осипов В.И. Динамическое разжижение водонасыщенных грунтов: природа и факторы его определяющие / В.И. Осипов // Инж. геология. – 1988. – №2. – С. 3 – 31.

72. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники / В.Н. Парамонов. – СПб.: «Геореконструкция», 2012. – 264 с.

73. Пенетромтр польовий // Винников Ю.Л., Харченко М.О., Яковлев А.В., Ясько С.Г., Манжалій С.М. Патент на корисну модель № 41209. Реєстраційний номер заявки u 2008 14415. Дата подання 15.12.2008. E02D 1/00, G01/N 3/00. 12.05.2009, Бюл. № 9, 2009 р.

74. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.

75. Петраков О.О. Розрахунок пружно-пластичних задач при складному навантаженні будівельних конструкцій і основ / О.О. Петраков, Н.О. Петракова, Н.Г. Лобачева // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). Вип. 4 (34). – Т. 1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 202 – 208.

76. Пилягин А.В. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов зданий и сооружений: монография / А.В. Пилягин. – Чебоксары: ЧПИМГОУ, 2010. – 264 с.

77. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатопаровою основою: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.Л. Підлущкий. – К.: КНУБА, 2013. – 24 с.

78. Підлуцький В. Дослідження зміни несучої здатності бурових паль в залежності від методів її визначення / В. Підлуцький, О. Гаврилюк, В. Демідов // Основи і фундаменти: Міжвід. науково-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2019. – Вип. 39. – С. 33 – 40.
79. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / Р.А. Мангушев, А.В. Игошин, Н.В. Ошурков, А.Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 1. – С. 15 – 18.
80. Полищук А.И. Основы проектирования и устройства фундаментов реконструируемых зданий / А.И. Полищук. – Нортхэмптон: STT; Томск: СТТЮ, 2004. – 476 с.
81. Пономарев А.Б. Основы исследований и расчета фундаментов из полых конических свай / А.Б. Пономарев. – М.: АСВ, 2005. – 160 с.
82. Природа деформування ґрунтів: монографія / Тугаєнко Ю.Ф., Марченко М.В. Ткаліч А.П., Логінова Л.О., за ред. Ю.Ф. Тугаєнко. – Одеса: Астропринт, 2018. – 160 с.
83. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. Научное издание / В.Д. Райзер – М.: АСВ, 2010. – 384с.
84. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов / В.Ф. Разоренов. 2-е издание дополненное и переработанное – М.: Стройиздат, 1980. – 248 с.
85. Руководство по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1975. – 156 с.
86. Рыжов А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований / А.М. Рыжов. – Запорожье: Видавець, 1995. – 456 с.
87. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: монография / А.В. Самородов. – Х.: «Типография Мадрид», 2017. – 204 с.
88. Сахаров В.О. Взаємодія інженерних конструкцій з нелінійною основою при сейсмічних навантаженнях: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / В.О. Сахаров. – К.: КНУБА, 2015. – 41 с.

89. Сваи в гидротехническом строительстве / В.Г. Федоровский, С.Н. Левачев, С.В. Курило, Ю.М. Колесников. – М.: АСВ, 2003. – 240 с.
90. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии / Р.А. Мангушев, А.Л. Готман, В.В. Знаменский, А.Б. Пономарев. – М.: АСВ, 2018. – 320 с.
91. Семко О.В. До питання врахування класу відповідальності будівель і споруд при проектуванні їх конструктивних елементів / О.В. Семко, О.П. Воскобійник // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К. : НДІБК, 2010. – Вип. 79. – С. 693 – 700.
92. Сернов В.А. Совместная работа свай с ростверками в песчаных и глинистых грунтах: фввтореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.А. Сернов; Мн.: БНТУ, 2010. – 20 с.
93. Симагин В.Г. Проектирование и устройство фундаментов вблизи существующих сооружений в условиях плотной застройки / В.Г. Симагин. – М.: АСВ, 2010. – 128 с.
94. Сотников С.Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах // Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / С.Н. Сотников. – М.: ВНИИОСП, 1987. – 49 с.
95. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция. СНиП 2.02.03-85. – М.: Министерство регионального развития российской федерации, 2011. – 86 с.
96. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.
97. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури / К.К. Пушкарева, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін, О.В. Градобоев, М.Л. Зоценко, О.С. Кагановський, А.М. Павліков, А.А. Плугін, С.А. Тимошенко, Г.М. Шабанова. – К.: Вік-Принт, – 2015 – 280 с.
98. Тер-Мартиросян З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартиросян. – М.: АСВ, 2009. – 550 с.
99. Тімченко Р.О. Взаємодія фундаментних плит з основою, що нерівномірно деформується, при складному навантаженні: автореф. дис. ... д-ра техн. наук:

05.23.02 / Р.О. Тімченко; ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури». – Д., 2009. – 36 с.

100. Трофимчук А.Н. Динамика пористоупругих насыщенных жидкостью сред / А.Н. Трофимчук, А.М. Гомилко, О.А. Савицкий. – К.: Наук. думка, 2003. – 230 с.

101. Тугаенко Ю.Ф. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов, свай и свайных фундаментов / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2008. – 216 с.

102. Тугаенко Ю.Ф. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов: монография / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2011. – 120 с.

103. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин – СПб.: «Геореконструкция», 2010. – 551 с.

104. Усманов Р.А. Применение численных методов для расчета осадки фундаментов на искусственных основаниях / Р.А. Усманов // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 172 – 176.

105. Фадеев А.Б. О допустимых деформациях оснований плитных фундаментов / А.Б. Фадеев, В.К. Иноземцев, В.А. Лукин // Основания и фундаменты, механика грунтов. – 2004. – № 2.

106. Фадеев А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS» / А.Б. Фадеев // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 13 – 20.

107. Харченко М.О. Імовірнісне оцінювання напружено-деформованого стану штучних основ фундаментів / М.О. Харченко, Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво). – Вип. 75. – Кн. 1 – К.: ДП НДІБК, 2011. – С. 157 – 164.

108. Харченко М.А. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния системы «ленточный ростверк – набивные сваи в пробитых скважинах – основание» / М.А. Харченко, Ю.Л. Винников, И.В. Мирошниченко //

Инженерные подходы к решению геотехнических задач: сб. науч. тр. – Краснодар: КубГАУ, 2013. – С. 93 – 102.

109. Цытович Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е / Н.А. Цытович. – М.: КД «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.

110. Червинский Я.И. Деформативные характеристики грунтов при расчетах оснований методом конечных элементов / Я.И. Червинский // 3б. наук. праць (галузеви машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 3 (38). – Т. 2. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – С. 375 – 383.

111. Шапиро Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2013. – 181 с.

112. Шапиро Д.М. Теория и расчётные модели оснований и объектов геотехники: монография / Д.М. Шапиро. – Воронеж: ИПЦ «Научная книга», 2012. – 164 с.

113. Шапиро Д.М. Упругопластический анализ несущей способности оснований реконструируемых объектов методом конечных элементов / Д.М. Шапиро, Н.Н. Мельничук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – №2. – С. 18 – 21.

114. Шаповал В.Г. Особенности взаимодействия весомого водонасыщенного основания с расположенными на нем зданиями и сооружениями / В.Г. Шаповал, П.Н. Нажа, А.В. Шаповал. – Дн-вск: Пороги, 2010. – 251 с.

115. Шаповал А.В. Теория взаимосвязанной фильтрационной консолидации: Монография / А.В. Шаповал, В.Г. Шаповал. – Д.: Пороги, 2009. – 311 с.

116. Шахтарина Т.Н. Анализ особенностей расчета и проектирования комбинированных свайно-плитных фундаментов / Т.Н. Шахтарина, А.И. Осокин, Г.В. Левинтов // Научно-практические и теоретические проблемы геотехники. Межвуз. тематич. сб. тр. – СПб.: СПбГАСУ, 2008. – С. 35 – 40.

117. Шашкин К.Г. Метод конечных элементов в геомеханике: современный взгляд / К.Г. Шашкин // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 76 – 86.

118. Швец В.Б. Усиление и реконструкция фундаментов / В.Б. Швец, В.И. Феклин, Л.К. Гинзбург. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.

119. Шокарев В.С. Геотехнические аспекты устранения сверхнормативных кренов зданий и сооружений / В.С. Шокарев, Ю.К. Болотов // Наука та будівництво. – 2014. – №1. – С. 40 – 45.
120. Шокарев В.С. Напряженно-деформированное состояние панельного дома при его сверхнормативном крене / В.С. Шокарев, И.Р. Сивко, В.Ф. Гречко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво). – Вип. 79. – К.: ДП НДІБК, 2013. – С. 212 – 219.
121. Шульятьев О.А. Взаимодействие забивных свай с грунтом и между собой в составе свайного поля / О.А. Шульятьев, А.И. Харичкин // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей научн.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 228 – 234.
122. Шульятьев О.А. Основания и фундаменты высотных зданий / О.А. Шульятьев. – М.: АСВ, 2018. – 392 с.
123. Яковлев В.С. Визначення несучої здатності призматичних паль за показниками міцності ґрунту: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.С. Яковлев. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 20 с.
124. Boyko I. Numerical modeling of pile foundations and basis interaction / I. Boyko // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. Proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. Vol. 2. – Slovenia, Ljubljana, 2006. – P. 557 – 560.
125. Briaud J.-L. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils / J.-L. Briaud. Wiley. – 2013. – 1024 p.
126. Chau K. Numerical Methods / K. Chau // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 647 – 654.
127. EN 1990:2002/A1:2005/AC Eurocode: Basis of Structural Design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC], 2010. – 144 p.
128. EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical Design. – Part 1: General Rules. European Committee for Standardization, Brussels. – 2004. – 172 p.

129. EN 1997-2:2007. Eurocode 7: Geotechnical Design. Ground investigation and testing. European Committee for Standardization, Brussels. – 2007. – 202 p.
130. England M. On the Subject of Static Pile Load Tests / M. England, W. Fleming // Works of the VI Intern. Conf. on the Problems of Pile Foundations Building. – M. – 1998. – V. I. – P. 144 – 162.
131. Fernandes A. Development of a non-linear ballasted railway track model / A. Fernandes, C. d'Aguiar S., F. Lopez-Caballero // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 1229 – 1232.
132. Fu Z.Y. Quantifying the influence depth of dynamic compaction using the discrete element method / Z.Y. Fu, M.B. Jaksa, A. Deng // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3851 – 3856.
133. Henke S. Numerical modeling of pile installation / S. Henke, J. Grabe // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Alexandria, 2009). – Amsterdam: IOS Press, 2009. – P. 1321 – 1324.
134. Improvement of settlement calculations of building foundations by increasing the reliability of determining soil compressibility indices / Yu. Vynnykov, M. Hajiyeu, A. Aniskin, I. Miroshnychenko // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. – 2019. – Issue 1(52)'. – P. 115 – 123.
135. Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation / P. Kryvosheiev, G. Farenjuk, V. Tytarenko, I. Boyko, M. Kornienko, M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Siedin, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 3007 – 3010.
136. Yamashita K. Long-term behavior of friction piled raft with grid-form DMWs in loose sand underlain by thick clay layers in reclaimed land / K. Yamashita, A. Uchida // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep.

17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 2885 – 2888.

137. Karaoulanis F.E. Elasto-viscoplastic modeling of soft rock time dependent behavior / F.E. Karaoulanis, Th. Chatzigogos // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Athens, 2011). – Amsterdam: IOS Press, 2011. – P. 551 – 556.

138. Katzenbach R. Combined Pile-Raft Foundation Guideline / R. Katzenbach, D. Choudhury // Darmstadt: ISSMGE – Technical University Darmstadt, 2013. – 23 p.

139. Katzenbach R. Soil-structure interaction of deep foundations and the ULS design philosophy / R. Katzenbach, G. Bachmann, C. Gutberlet // Geotechnical Engineering in Urban Environments: Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Madrid, 2007). – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. – P. 55 – 60.

140. Katzenbach R. Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures / R. Katzenbach, S. Leppla, M. Seip and S. Kurze // Proc. of the XVI European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburgh, Scotland, 2015. – P. 601 – 606.

141. Mechi J. Geotechnical Engineering Examples and Solutions Using the Cavity Expanding Theory / J. Mechi. – Budapest: Hungarian Geotechnical Society. – 2013. – 221 p.

142. Manjriker A. Foundation Engineering / A. Manjriker, I. Gunarante. – New York: Taylor and Francis, 2006. – 608 p.

143. Minno M. Finite element modeling of a piled raft for a tall building on cohesionless soil / M. Minno, R. Persio, F. Petrella // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 4019 – 4024.

144. Numerical simulation of consolidation problem / K. Edip, M. Garevski, V. Sheshov, J. Bojadjeva // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3847 – 3850.

145. Piling Engineering / K. Fleming, A. Weltman, M. Randolph, K. Elson. – London and New York: Taylor and Francis. – 2008. – 398 p.
146. Plaxis 3D Foundation. Reference Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreve et al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 152 p.
147. Plaxis 3D Foundation. Material Models Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreve et al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 65 p.
148. Preim M. Bearing capacity of piles in soils with time dependent characteristics / M. Preim, R. March, M. Hussein // Balcena. Florida. USA, 1997. – P. 363 – 370.
149. Randolph M. Science and empiricism in pile foundation design / M. Randolph // Geotechnique. – 2003. – No. 53 (10). – P. 847 – 875.
150. Research of “influence area” parameters of the foundations arranged without soil / M.L. Zotsenko, Yu.L. Vynnykov, N.M. Pinchuk and S.M. Manzhaliy // TRANSBUD-2019. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. 708 (2019) 012076 IOP Publishing doi:10.1088/1757-899X/708/1/012076.
151. Some experimental and numerical considerations of elastoplastic behavior of unsaturated soil / A. Bakkari, N. Droniuc, P. Reiffsteck, J. Magnan // Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Proc. of 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. – P. 1607 – 1612.
152. Szerzo A. Numerical modelling of piled raft foundations. Modelling particularities and comparison with field measurements / A. Szerzo, L. Batali // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 3055 – 3058.
153. Value Engineering as a basis for safe, optimized and sustainable design of geotechnical structures / R. Katzenbach, S. Leppla, M. Seip, S. Kurze // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburg, 2015. – P. 601 – 606.
154. Vynnykov Yu. Residential building's deformation on pile foundation / Yu. Vynnykov, S. Manzhaliy // Academic Journal. Series: Industrial Machine Building,

Civil Engineering. – Poltava: Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University. – 2019. – Is. 2(53)'. – P. 98 – 106.

155. Zotsenko N.L. Long-Term Settlement of Buildings Erected on Driven Cast-In-Situ Piles in Loess Soil / N.L. Zotsenko, Y.L. Vinnikov // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – July 2016, Vol. 53, Is. 3. – P. 189 – 195.

ДОДАТОК А

Довідки та матеріали щодо впровадження результатів досліджень



Товариство з
обмеженою
відповідальністю
“ЕКФА”
ПІДПРИЄМСТВО

Україна м. Полтава, вул. Пушкіна
31/25, к.54 тел/факс: (0532) 56-58-53
E-mail: ekfa.poltava@gmail.com
Ідентифікаційний код: 13927558,
р/р №
UA18331489000000000260037422 в
АТ Полтава-банк в м. Полтава, МФО
331489

04-12 від 04.12.2020р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертації на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук
«Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою»
(спеціальність 05.23.02 - основи і фундаменти)
МАНЖАЛІЯ Сергія Миколайовича

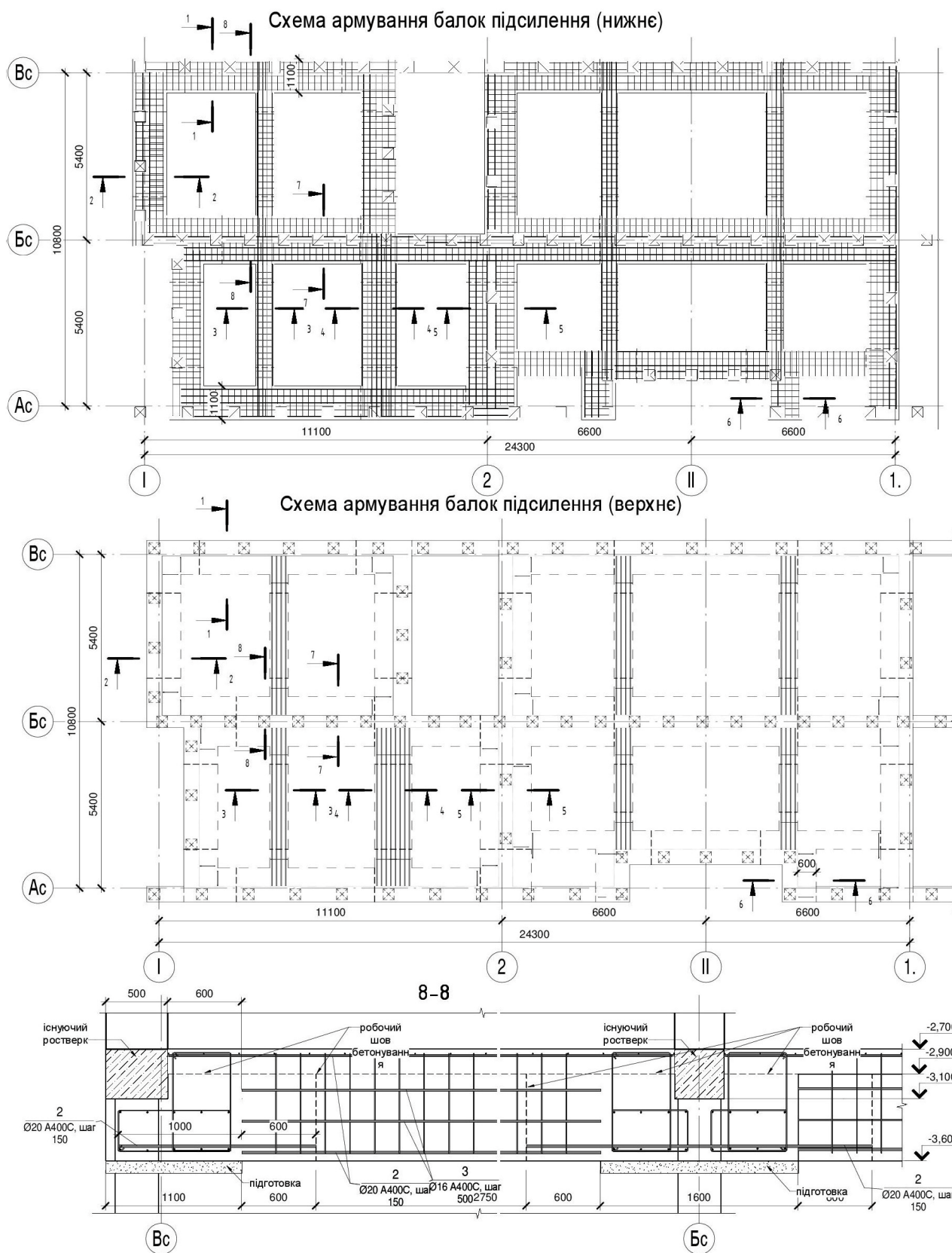
Цим підтверджується, що основні результати дисертаційної роботи пошукувана Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Сергія Миколайовича Манжалія «Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою» (спеціальність 05.23.02 - основи і фундаменти) використані у 2015 р. нашою організацією при складанні «Робочого проекту капітального ремонту (підсилення) будівельних конструкцій житлового будинку по вул. Героїв Дніпра, 27 в м. Горішні Плавні Полтавської області» (№37/2015), а також при геотехнічному моніторингу і науково-технічному супроводу реалізації цього проекту. При цьому, зокрема, використано наступні основні результати дисертаційної роботи:

- удосконалено методику геотехнічного моніторингу системи «деформована будівля - забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку - ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити, особливістю якої є обґрунтування критичних величин додаткового розкриття існуючих і появи нових тріщин, що слід супроводжувати при моніторингу;
- обґрунтовано й удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення пальового фундаменту поетапним підведенням під ростверки залізобетонних балок, які об'єднують поперечними балками, а зверху - монолітною плитою по попередньо ущільненій основі, що враховує фактичний деформований стан будівлі; ця конструкція змінює напружений стан основи, перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій паль і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт;
- отримано нові дослідні дані зміни властивостей насипних і наливних пісків з урахуванням чиннику часу, що дозволило використати їх в якості штучної основи удосконаленого конструктивно-технологічного рішення посиленого пальового фундаменту деформованої будівлі.

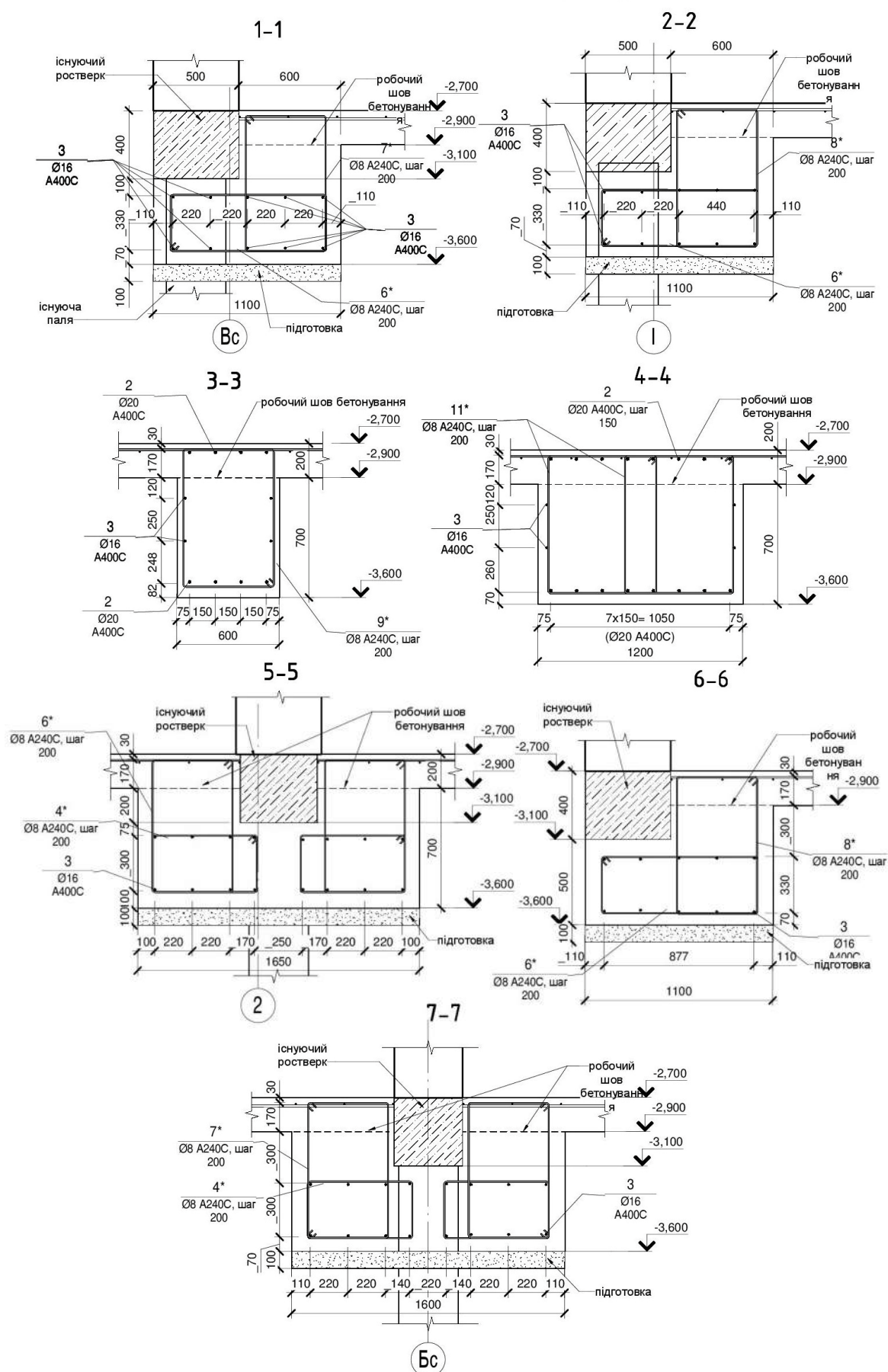
Директор ТОВ «ЕКФА»,
канд. техн. наук



Павло ОМЕЛЬЧЕНКО

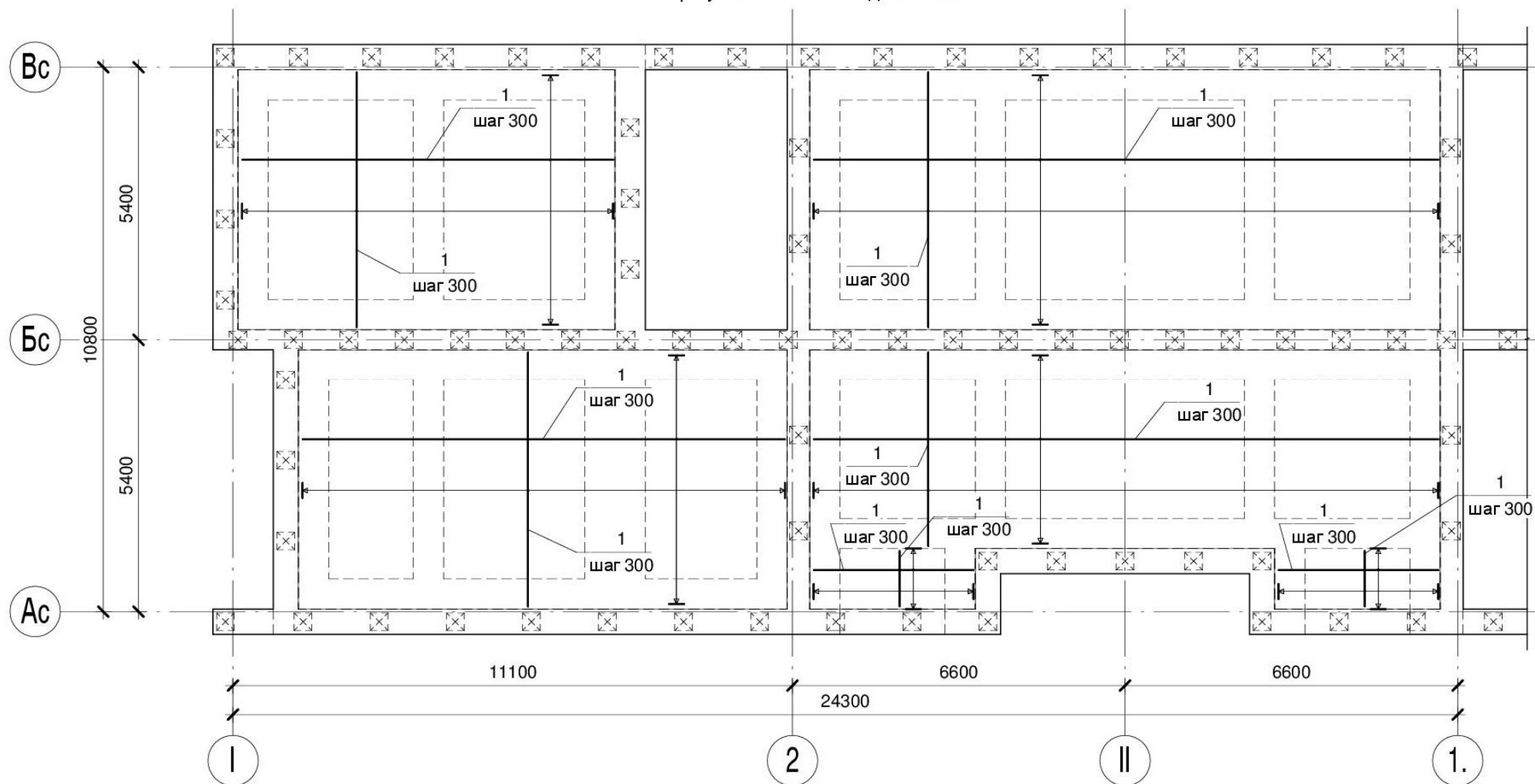


Додаток А1. Схема армування балок посилення існуючих фундаментів



Додаток А2. Схема армування плити посилення існуючих фундаментів

Схема армування плити підсилення



Додаток А3. Схема армування плити посилення існуючих фундаментів

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ
(МИНРЕГІОН)



**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”
(ДП НДІБК)**



Юридична адреса: вул. І. Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03680, пошт. адреса: вул. Преображенська, 5/2,
м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-72-34, факс (044) 248-89-09
www.niisk.com; e-mail: niisk-office@ndibk.gov.ua; код ЄДРПОУ 02495431

МІЖС*

fe № _____ від _____

**Довідка про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук «Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті,
підсиленому плитою» (спеціальність 05.23.02 - основи і фундаменти)
МАНЖАЛІЯ Сергія Миколайовича**

Результати дисертації «Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою» пошукувана Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Сергія Миколайовича Манжалія враховано Державним підприємством «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» при складанні:

- п. 10.4. Способи ремонту і підсилення фундаментів і основ та п. 10.5. Розрахунок і проектування підсилення фундаментів і основ ДСТУ Б В.3.1-2:2016 «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд»;
- п. 9.5. Розрахунки системи «основа-фундамент-споруда» ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення».

Зокрема, враховано наступні результати дисертації:

- в п.п. 10.4, 10.5: методику уточнення жорсткості паль шляхом ітераційного моделювання методом скінчених елементів (МСЕ) напружено-деформованого стану (НДС) системи «деформована будівля - забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку-грунтова основа зі слабким підстильним шаром» за результатами геотехнічного моніторингу (порівняння НДС розробленої моделі і фактичного деформованої будівлі на момент її здачі, після аварії трубопроводу з урахуванням мінливості довжини паль);
- в п. 9.5: обґрунтоване й удосконалене конструктивно-технологічне рішення посилення пальового фундаменту поетапним підведенням під ростверки залізобетонних балок, які об'єднують поперечними балками, а зверху - монолітною плитою по попередньо ущільненій основі, що враховує фактичний деформований стан будівлі; ця конструкція змінює напружений стан основи, перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій паль і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт.

Заступник директора інституту з наукової роботи, к.т.н., с.н.с.
Провідний науковий співробітник відділення досліджень технічних будівель та споруд при геологічних процесах, к.т.н.



Ю.С. Слюсаренко

В.Д. Шумінський

**МІНІСТЕРСТВО
ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»**

Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, Україна, 36011
Тел./факс +38 (0532) 56-98-94;

+38 (0532) 60-87-30 (приймальня)

сайт: www.nupp.edu.ua

e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua (ф. код

згідно з ЄДРПОУ 02071100



**MINISTRY OF
EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
NATIONAL UNIVERSITY
«YURI KONDRATYUK
POLTAVA POLYTECHNIC»**

Pershotravneva Avenue 24, Poltava, 36011, Ukraine

Tel./fax +38 (0532) 56-98-94;

+38 (0532) 60-87-30 (reception)

web: www.nupp.edu.ua

) e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua USREOU

code 02071100

від 31-из 202pp.№ ZI-CO

на№

від

20 р.

Довідка про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук «Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою» (спеціальність 05.23.02 - основи і фундаменти)

Манжалія Сергія Миколайовича

Основні результати дисертаційної роботи пошукувана Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Сергія Миколайовича Манжалія «Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою» впроваджено при розробці держбюджетної науково-дослідницької роботи «Ресурсоекономні технології відновлення й реконструкції житлових, громадських і виробничих будівель та захисних споруд цивільної оборони» (номер державної реєстрації 0116Ш02567). Зокрема, використано наступні основні результати дисертаційної роботи:

- удосконалено методику геотехнічного моніторингу системи «деформована будівля - забивні призматичні пальі у складі стрічкового ростверку - ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» до, в процесі та після підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної плити, особливістю якої є обґрунтування критичних величин додаткового розкриття існуючих і появи нових тріщин, що слід супроводжувати при моніторингу;

- розроблено методику уточнення жорсткості паль шляхом ітераційного моделювання методом скінченних елементів напружено-деформованого стану (НДС) системи «деформована будівля - пальі у складі стрічкового ростверку - ґрунтова основа» за результатами геотехнічного моніторингу (порівняння НДС розробленої моделі та фактичного технічного стану деформованої будівлі);

- обґрунтовано й удосконалено конструктивно-технологічне рішення посилення пальового фундаменту поетапним підведенням під ростверки залізобетонних балок, які об'єднують поперечними балками, а зверху - монолітною плитою по попередньо ущільненій основі, що враховує фактичний деформований стан будівлі; ця конструкція змінює напружений стан основи, перерозподіляє напруження від нерівномірних деформацій паль і має значну жорсткість за мінімального об'єму земляних робіт.

Проректор з наукової та міжнародної роботи,
к.е.н., доцент

Завідувач кафедри «Будівництво та цивільна інженерія», керівник держбюджетної науково-дослідницької роботи, д.т.н., професор



Світлана СІВЦЬКА

Олександр СЕМКО

Затверджую:



АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи
Манжалія Сергія Миколайовича **«Робота деформованої будівлі на
пальовому фундаменті, підсиленому плитою»** у навчальний процес

Члени комісії у складі директора Департаменту організації навчального процесу, акредитації та ліцензування, к.е.н., доц. Максименка О.С., в.о. директора навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою, д.е.н., доц. Шарого Г.І., професора кафедри будівельних конструкцій, д.т.н., проф. Зоценка М.Л. склали цей акт про те, що у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» при викладанні окремих пунктів навчальних дисциплін «Використання методу скінчених елементів у геотехнічному проектуванні» та «Інноваційні рішення складних геотехнічних процесів» для підготовки докторів філософії (третій освітньо-науковий рівень вищої освіти) з галузі знань 19 - Архітектура і будівництво зі спеціальності 192 — Будівництво та цивільна інженерія впроваджено такі результати, отримані пошукувачем С.М. Манжалієм:

- розроблено методику уточнення жорсткості паль шляхом ітераційного моделювання методом скінчених елементів (МСЕ) напружено-деформованого стану (НДС) системи «деформована будівля - забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку - ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» за результатами геотехнічного моніторингу (порівняння НДС розробленої моделі і фактичного деформованої будівлі);

- отримано нові дослідні дані про зміну НДС системи «деформована будівля- забивні призматичні палі у складі стрічкового ростверку - ґрунтова основа зі слабким підстильним шаром» внаслідок підведення під існуючі ростверки ребристої монолітної залізобетонної плити (порівняння результатів геотехнічного моніторингу і моделювання МСЕ у процесі й після посилення фундаментів).

Директор Департаменту організації
навчального процесу, акредитації та
ліцензування, к.е.н., доцент

Олег МАКСИМЕНКО

В.о. директора навчально-наукового
інституту архітектури, будівництва
та землеустрою, д.е.н., доцент

Григорій ШАРИЙ

Професор кафедри будівельних
конструкцій, д.т.н., професор

Микола ЗОЦЕНКО



№01021220

Від 02 грудня 2020 р.

Юридична адреса: 39600, Полтавська обл., м. Кременчук,
вул. Першотравнева, буд. 2-В, офіс 1-49
Тел.: +38 097 147 36 16
E-mail: aleksandrpetrenko@gmail.com

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертації на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук
«Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою»
(спеціальність 05.23.02 - основи і фундаменти)
МАНЖАЛІЯ Сергія Миколайовича

Цим підтверджується, що основні результати дисертаційної роботи пошукувана Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Сергія Миколайовича Манжалія «Робота деформованої будівлі на пальовому фундаменті, підсиленому плитою» (спеціальність 05.23.02 - основи і фундаменти) використано у 2020 р. нашою організацією при розробленні рекомендацій щодо подальшої безаварійної експлуатації багатоповерхової житлової будівлі по вул. Станіславського, 6 в м. Полтава. При цьому, зокрема, використано наступні основні результати дисертаційної роботи:

- обґрунтовано метод підсилення пальових фундаментів деформованої будівлі шляхом підведення ребристої монолітної плити;
- розроблено методику уточнення жорсткості паль шляхом ітераційного моделювання методом скінчених елементів напружено-деформованого стану (НДС) системи «деформована будівля - палі у складі стрічкового розтертку - ґрунтова основа» за результатами геотехнічного моніторингу (порівняння НДС розробленої моделі та фактичного технічного стану деформованої будівлі);
- розроблено методику геотехнічному моніторингу й науково-технічному супроводу реалізації проекту щодо підсилення пальових фундаментів деформованої будівлі.

Директор ТОВ «Альмагруп»



О.Є. Петренко