

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Національний університет

«КИЇВСЬКИЙ АВІАЦІЙНИЙ ІНСТИТУТ»

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

ТАБАРКЕВИЧ НАТАЛІЯ ВІТАЛІЇВНА

УДК 624.012.45:624.014.2:624.042:725.39

ДИСЕРТАЦІЯ

**СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ З ПРИХОВАНИМИ
БАЛКАМИ У БУДІВЛЯХ АЕРОПОРТІВ**

192 – Будівництво та цивільна інженерія

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

_____/Н. В. Табаркевич/
(підпис, ініціали та прізвище здобувача)

Науковий керівник Лапенко Олександр Іванович, д-р. техн. наук, проф.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Київ 2026

АНОТАЦІЯ

Табаркевич Н. В. Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками у будівлях аеропортів – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (19 «Архітектура і будівництво») Національного університету «Київський авіаційний інститут». Київ, 2026.

Дисертаційна робота присвячена розробленню та обґрунтуванню конструктивних і розрахункових рішень сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками для будівель аеропортів зважаючи на особливості їх експлуатаційних навантажень, архітектурно-планувальні вимоги, а також забезпечення несної здатності, жорсткості та експлуатаційної придатності конструкцій. Дослідження спрямоване на вдосконалення підходів до проєктування та оцінювання роботи сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками, підвищення ефективності використання внутрішнього простору будівель і зменшення конструктивної висоти перекриттів.

У розділі 1 «Огляд сучасного стану проєктування та розрахунків сталезалізобетонних перекриттів та покриття з прихованими балками» проаналізовано сучасний стан проєктування та розрахунків сталезалізобетонних перекриттів і покриттів з прихованими балками, розглянуто міжнародні нормативні підходи та особливості застосування таких конструкцій у різних країнах. Виконано порівняльне оцінювання сучасних методів розрахунку, досліджено експериментальні роботи щодо сталезалізобетонних конструкцій, визначено основні проблеми та перспективні напрями подальших досліджень. Обґрунтовано актуальність удосконалення конструктивних рішень перекриттів з прихованими балками та їх широкі можливості застосування в сучасному будівництві.

У розділі 2 «Чисельно-аналітичний підхід до розрахунку сталезалізобетонної балки» виконано теоретичне обґрунтування та дослідження роботи сталезалізобетонної балки із застосуванням аналітичного та чисельного

підходів розрахунку. Розглянуто основні положення нормативних методик розрахунку сталезалізобетонних конструкцій за граничними станами несної здатності та експлуатаційної придатності відповідно до чинних положень Eurocode 4 та національних нормативних документів. Наведено послідовність аналітичного розрахунку балки, визначено основні геометричні характеристики перерізу, параметри жорсткості, внутрішні зусилля та перевірки міцності й деформативності конструкції.

Для оцінювання напружено-деформованого стану конструкції розроблено просторову скінченно-елементну модель сталезалізобетонної балки у програмному комплексі ЛІРА-САПР. Чисельний розрахунок виконано у фізично нелінійній постановці з огляду на особливості сумісної роботи сталі, бетону та арматури. За результатами моделювання проведено аналіз розподілу напружень, деформацій і переміщень конструкції за різних схем навантаження.

Виконано порівняння результатів аналітичного та чисельного розрахунків, за результатами якого встановлено їх задовільну збіжність. Розбіжність між отриманими значеннями становить у межах 5–10 %, що підтверджує достовірність отриманих розрахункових моделей та коректність застосованих методик дослідження сталезалізобетонної балки.

У розділі 3 «Технологія, методика та результати експериментальних досліджень» наведено технологію виготовлення експериментальних зразків сталезалізобетонних балок з прихованими елементами, описано методику проведення випробувань та комплекс досліджень напружено-деформованого стану конструкцій під навантаженням. Виконано експериментальне визначення фізико-механічних характеристик бетону та сталевих елементів, проведено випробування сталезалізобетонних балок на несну здатність, жорсткість, деформативність і характер руйнування. Досліджено процес тріщиноутворення, розвиток деформацій та особливості сумісної роботи сталі й бетону у складі композитної конструкції. Застосування методів кольорової (капілярної) дефектоскопії дало змогу оцінити наявність дефектів у металевих елементах після випробувань та підтвердити їх надійність. За результатами експериментальних досліджень встановлено закономірності впливу міцності

бетону та конструктивних параметрів на роботу сталезалізобетонних балок, визначено найефективніші конструктивні рішення, які забезпечують високу несну здатність, достатню жорсткість, пластичний характер руйнування та ефективну сумісну роботу компонентів конструкції. Отримані результати можуть бути використані для вдосконалення методів розрахунку та практичного застосування сталезалізобетонних конструкцій у сучасному будівництві.

У розділі 4 «Застосування сталезалізобетонного перекриття з прихованими балками під час розроблення проєктів будівництва та реконструкції будівель» обґрунтовано доцільність застосування сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками у новому будівництві та реконструкції будівель. Розроблено практичні рекомендації щодо проєктування таких конструкцій з урахуванням вимог нормативних документів України та міжнародних стандартів. Визначено особливості вибору конструктивних схем, принципи розрахунку, конструктивні вимоги та сфери застосування у будівлях з великими прольотами, зокрема в будівлях аеропортів. Підтверджено техніко-економічну ефективність запропонованих рішень і можливість їх практичного впровадження у проєктну, виробничу та освітню діяльність.

За результатами дослідження удосконалено підходи до розрахунку сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками, встановлено закономірності впливу конструктивних параметрів на несучу здатність і деформативність, а також розроблено раціональні конструктивні рішення для будівель аеропортів, що забезпечують підвищення ефективності використання внутрішнього простору та зменшення конструктивної висоти перекриттів.

Ключові слова: сталезалізобетонні конструкції, сталезалізобетонні перекриття, приховані балки, будівлі аеропортів, напружено-деформований стан, несна здатність, жорсткість, деформативність, чисельне моделювання, експериментальні дослідження, композитні конструкції, експлуатаційна придатність, конструктивні рішення.

ABSTRACT

Tabarkevych N.V. Steel-reinforced concrete floors with hidden beams in airport buildings – Qualification scientific work in the form of a manuscript.

Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in specialty 192 “Construction and Civil Engineering” (19 “Architecture and Construction”) of the State University “Kyiv Aviation Institute”.

Kyiv, 2026.

The dissertation is devoted to the development and substantiation of constructive and calculation solutions of reinforced concrete floors with hidden beams for airport buildings, taking into account the peculiarities of their operational loads, architectural and planning requirements, as well as ensuring the bearing capacity, rigidity and serviceability of structures. The research is aimed at improving approaches to the design and evaluation of the work of reinforced concrete floors with hidden beams, increasing the efficiency of using the internal space of buildings and reducing the constructive height of floors.

In section 1 "Review of the current state of design and calculations of reinforced concrete floors and coverings with hidden beams", an analysis of the current state of design and calculations of reinforced concrete floors and coverings with hidden beams is performed, international regulatory approaches and features of the application of such structures in different countries are considered. A comparative analysis of modern calculation methods is carried out, experimental work on reinforced concrete structures is investigated, the main problems and promising areas of further research are identified. The relevance of improving the design solutions of floors with hidden beams and their wide application in modern construction is substantiated. In section 2 "Numerical and analytical approach to the calculation of reinforced concrete beams" a theoretical justification and study of the operation of reinforced concrete beams using analytical and numerical calculation approaches are performed. The main provisions of the normative methods for calculating steel-reinforced concrete structures according to the limit states of bearing capacity and serviceability in accordance with the current provisions of Eurocode 4 and national regulatory documents are considered. The

sequence of analytical calculation of the beam is given, the main geometric characteristics of the cross-section, stiffness parameters, internal forces and checks of the strength and deformability of the structure are determined.

To assess the stress-strain state of the structure, a spatial finite element model of a steel-reinforced concrete beam was developed in the LIRA-SAPR software package. The numerical calculation was performed in a physically nonlinear formulation taking into account the features of the joint operation of steel, concrete and reinforcement. Based on the results of the modeling, an analysis of the distribution of stresses, deformations and displacements of the structure under different loading schemes was performed.

The results of the analytical and numerical calculations were compared, the results of which established their satisfactory convergence. The discrepancy between the obtained values is within 5–10%, which confirms the reliability of the adopted calculation models and the correctness of the applied methods of research of the steel-reinforced concrete beam.

In section 3 "Technology, methodology and results of experimental studies" the technology of manufacturing experimental samples of steel-reinforced concrete beams with hidden elements is presented, the methodology of conducting tests and a set of studies of the stress-strain state of structures under load are described. The experimental determination of the physical and mechanical characteristics of concrete and steel elements was performed, and tests of steel-reinforced concrete beams were carried out for bearing capacity, stiffness, deformability and nature of failure. The process of crack formation, the development of deformations and the features of the joint operation of steel and concrete in the composition of the composite structure were studied. The use of color (capillary) flaw detection methods made it possible to assess the presence of defects in metal elements after testing and confirm their reliability. According to the results of experimental studies, the regularities of the influence of concrete strength and structural parameters on the operation of reinforced concrete beams have been established, the most effective structural solutions have been determined, which ensure high bearing capacity, sufficient rigidity, plastic nature of destruction and effective joint operation of structural components. The results obtained

can be used to improve calculation methods and practical application of reinforced concrete structures in modern construction.

In section 4, “Application of steel-reinforced concrete floors with hidden beams in the development of building construction and reconstruction projects,” the feasibility of using steel-reinforced concrete floors with hidden beams in new construction and reconstruction of buildings is substantiated. Practical recommendations for the design of such structures are developed, taking into account the requirements of regulatory documents of Ukraine and international standards. The features of the choice of structural schemes, calculation principles, structural requirements and areas of application in buildings with large spans, in particular in airport buildings, are determined. The technical and economic efficiency of the proposed solutions and the possibility of their practical implementation in design, production and educational activities are confirmed.

According to the results of the study, approaches to the calculation of steel-reinforced concrete floors with hidden beams are improved, regularities of the influence of structural parameters on the bearing capacity and deformability are established, and rational structural solutions for airport buildings are developed, ensuring increased efficiency of internal space use and a reduction in the structural height of floors.

Keywords: steel-reinforced concrete structures, steel-reinforced concrete floors, hidden beams, airport buildings, stress-strain state, bearing capacity, stiffness, deformability, numerical modeling, experimental studies, composite structures, serviceability, structural solutions.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА, У ЯКИХ НАВЕДЕНІ ОСНОВНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації у закордонних виданнях, проіндексованих у базі даних Scopus:

1. Lapenko O., Tabarkevych N., Makarov V., Palyvoda O. Restoration of Roofing and Slabs of Buildings Damaged as a Result of Military Operations in Ukraine. In: Zabulonov Y., Peer I., Zheleznyak M. (eds) International Conference “Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context”. ICBN 2022. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022. Vol 469. pp. 77–82. Springer, Cham. URL: https://doi.org/10.1007/978-3-031-55068-3_7

(Особистий внесок: виконано аналіз пошкоджень будівельних конструкцій житлових будинків, зруйнованих унаслідок військових дій, та обґрунтовано доцільність їх відновлення із застосуванням сталезалізобетонних перекриттів на основі системи незнімної опалубки з профільованого листа. Розроблено конструктивне рішення відновлення перекриттів, яке за принципом роботи подібне до сталезалізобетонних перекриттів із прихованими несними елементами (балками), що розглядаються у дисертаційній роботі, із використанням металевих балок, профнастилу та монолітного бетону. Самостійно визначено основні принципи роботи системи «сталь–бетон», узагальнено результати та сформульовано висновки щодо ефективності запропонованого рішення для швидкого відновлення будівель у надзвичайних умовах.)

Публікації у наукових періодичних виданнях, включених до категорії «Б» Переліку наукових фахових видань України:

1. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О., Сергійчук В. А., Белоконь А. М. Особливості обстеження та оцінки технічного стану житлового будинку, пошкодженого внаслідок військових дій, щодо його придатності до подальшої експлуатації. *Наука та будівництво ДП НДІБК*. Том 35. №1. Київ, 2023. С. 27–42. URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2023-4>

(Особистий внесок: виконано узагальнений науковий аналіз результатів обстеження житлового будинку, пошкодженого внаслідок військових дій, із детальним дослідженням стану міжповерхових перекриттів та покриття. Встановлено характер і ступінь пошкоджень несних та огорожувальних конструкцій, визначено основні дефекти, спричинені дією вибухових навантажень. Систематизовано підходи до відновлення пошкоджених конструкцій зважаючи на фактичний технічний стан будівлі, що дало змогу обґрунтувати доцільність застосування сталезалізобетонних рішень, подібних до перекриттів із прихованими балками, які розглядаються у дисертаційній роботі. Запропоновано інженерні рішення щодо відновлення експлуатаційної придатності перекриттів, розроблені на основі результатів обстеження та оцінювання їх залишкової несної здатності.)

2. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О., Сергійчук В. А. Відновлення пошкоджених обстрілами житлових будинків Чернігівщини. *Наука та будівництво ДП НДІБК*. Том 37. №3. Київ. 2023 С. 63–70.
URL:<https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-7>

(Особистий внесок: виконано узагальнено та проаналізовано результати обстеження житлових будинків Чернігівщини, пошкоджених унаслідок масованих обстрілів, із встановленням характеру та ступеня руйнувань несних і огорожувальних конструкцій. Досліджено особливості пошкоджень різних конструктивних систем будівель, включно з випадками руйнування перекриттів, фасадів та покрівель. Систематизовано підходи до відновлення пошкоджених об'єктів зважаючи на їх фактичний технічний стан та залишкову несну здатність конструкцій. Обґрунтовано доцільність застосування сталезалізобетонних конструктивних рішень для відновлення перекриттів, що за принципом роботи відповідають системам сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками, які досліджуються в дисертаційній роботі. Сформульовано інженерні рекомендації щодо вибору рішень відновлення та забезпечення подальшої експлуатаційної придатності пошкоджених будівель.)

3. Табаркевич Н. В. Експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок з армуванням сталевими листами. *Наука та будівництво ДП НДІБК*. Том 43. №1. Київ. 2025. С. 28–31. URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2025-3>

(Особистий внесок: проаналізовано результати експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок з армуванням сталевими листами, виконано узагальнено особливості їх напружено-деформованого стану під дією навантаження. Досліджено характер втрати стійкості та викривлення поздовжньої осі елементів, а також вплив листового армування на розподіл деформацій і роботу конструкції на всіх етапах навантаження. Встановлено ефективність забезпечення сумісної роботи бетону та сталевих листів завдяки конструктивним з'єднанням. Отримані результати використано для обґрунтування принципів роботи сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками, що розглядаються в дисертаційній роботі, зокрема щодо підвищення несної здатності та жорсткості конструкцій.)

Публікації за результатами апробації матеріалів дисертації на конференціях:

1. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О., Лапенко О. І. Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками у будівлях аеропортів: *«Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану»* тези доповідей XIV Міжнародної науково-технічної конференції. Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2022. С. 34–36.
2. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О. Особливості роботи сталезалізобетонного перекриття великопролітних будівель: *«Політ. Сучасні проблеми науки»* тези доповідей XXII Міжнародної науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених. Київ: НАУ 2022. С. 86–87.
3. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О. Дослідження модульної захисної споруди та визначення її несної здатності: *«Політ. Сучасні проблеми науки»* тези доповідей XXIII Міжнародної науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених. Київ: НАУ 2023. С. 124–125.

4. Табаркевич Н. В. Збереження історичної спадщини: ключові проблеми та перепони на шляху їх виправлення: *«Роль науки у відбудові України»* матеріали доповідей III Всеукраїнської науково-практичної конференції: ДП НДІБК. Київ, 2023.
5. Табаркевич Н. В., Лапенко О. І. Відновлення сталезалізобетонних конструкцій перекриття в будівлях аеропортів: *«Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: Проблеми утримання та відновлення»* тези доповідей I Всеукраїнської науково-практичної конференції: Київ: НАУ, 2024. С. 78–80.
6. Табаркевич Н. В. Експлуатація прихованих балок сталезалізобетонного перекриття у будівлях аеропортів: *«Авіація в XXI столітті»–«Безпека в авіації та космічні технології»* тези доповідей XI Всесвітнього конгресу. Київ: НАУ, 2024. С. 8.60–8.63.
7. Табаркевич Н. В. Застосування сталезалізобетонних конструкцій перекриття у будівлях аеропортів: *«Політ. Сучасні проблеми науки»* тези доповідей XXIV Міжнародної науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених. Київ: НАУ, 2024. С. 297–299.
8. Табаркевич Н. В., Візір А. С. Особливості виготовлення балкових згинальних елементів з армуванням листами: *«Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті»* тези доповідей X Міжнародної науково-технічної конференції. Харків, 2024. С. 156–157
9. Табаркевич Н. В. Поведінка сталезалізобетонних балок із листовим армуванням під навантаженням: *«Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: Проблеми утримання та відновлення»* тези доповідей II Всеукраїнської науково-практичної конференції. Київ: НАУ, 2025. С. 73–75.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД СУЧАСНОГО СТАНУ ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ ТА ПОКРИТТЯ З ПРИХОВАНИМИ БАЛКАМИ.....	9
1.1. Огляд наявних конструкцій сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками.....	9
1.2. Огляд міжнародних підходів до проєктування сталезалізобетонних покриттів та перекриттів.....	14
1.2.1. Порівняльний аналіз міжнародних підходів до проєктування сталезалізобетонних перекриттів.....	20
1.3. Аналіз основних принципів розрахунку та проєктування сталезалізобетонних конструкцій перекриття та покриття.....	23
1.4. Огляд експериментальних досліджень сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками.....	28
Висновки до розділу 1.....	31
РОЗДІЛ 2. ЧИСЕЛЬНО-АНАЛІТИЧНИЙ ПІДХІД ДО РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ.....	33
2.1. Аналітичний розрахунок сталезалізобетонної балки за граничними станами відповідно до нормативних методик та наукових досліджень.....	33
2.2. Теоретичні основи та методика розрахунку сталезалізобетонної балки за несною здатністю та експлуатаційною придатністю.....	38
2.3. Чисельне моделювання та розрахунок у ПК ЛІРА-САПР.....	47
2.3.1. Аналіз результатів чисельного моделювання.....	51
Висновки до розділу 2.....	61
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ, МЕТОДИКА ТА РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	64
3.1. Технологія виготовлення та характеристики дослідних конструкцій...	64
3.2. Методика експериментальних досліджень конструкцій.....	71
3.3. Результати експериментальних досліджень.....	73
3.3.1. Випробування бетонних кубів та призм.....	73

3.3.2. Випробування металевих елементів сталезалізобетонної балки.....	80
3.3.3. Випробування сталезалізобетонних балок.....	83
3.3.4. Випробування методом кольорової (капілярної) дефектоскопії.....	89
Висновки до розділу 3.....	92
РОЗДІЛ 4. ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З ПРИХОВАНИМИ БАЛКАМИ ПІД ЧАС РОЗРОБЛЕННЯ ПРОЄКТІВ БУДІВНИЦТВА ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ.....	94
4.1. Обґрунтування застосування перекриттів та покриттів з прихованими балками на основі теоретичних і експериментальних досліджень.....	94
4.2. Особливості проєктування сталезалізобетонних перекриттів і покриттів із прихованими балками.....	95
4.2.1. Вибір конструктивної схеми.....	95
4.2.2. Особливості роботи та розрахунку сталезалізобетонної балки з прихованим розташуванням.....	97
4.2.3. Конструктивні вимоги та обмеження під час проєктування.....	100
4.3. Застосування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками у новому будівництві та реконструкції будівель.....	101
4.3.1. Застосування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками у проєктах нового будівництва.....	101
4.3.2. Застосування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками під час реконструкції будівель.....	102
4.4. Техніко-економічна ефективність застосування.....	103
4.4.1. Порівняльний розрахунок техніко-економічної ефективності для умов, характерних для громадських будівель із великими прольотами, зокрема будівель аеропортів.....	104
4.5. Упровадження результатів дисертаційного дослідження.....	108
Висновки до розділу 4.....	111
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	113
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	116
ДОДАТОК А. Протокол випробувань.....	130
ДОДАТОК Б. Довідки та акт впровадження.....	142

ВСТУП

Актуальність теми Сталезалізобетонні конструкції є сучасним підходом у будівництві, що дає можливість поєднувати переваги сталі та бетону. Використання прихованих балок сприяє створенню естетичніших та функціональних просторових рішень, що особливо важливо для будівель аеропортів, які часто мають великі відкриті простори.

Аеропорти є об'єктами підвищеної відповідальності, тому важливо забезпечити високу міцність та надійність конструкцій. Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками забезпечують високу несну здатність та довговічність, що критично важливе для експлуатації в умовах великих навантажень.

Використання сталезалізобетонних конструкцій дає змогу зменшити загальну масу будівлі, що веде до зниження витрат на фундаментні роботи та матеріали. Окрім того, приховані балки сприяють оптимізації внутрішнього простору, що допомагає ефективніше використовувати площу будівлі.

Будівлі аеропортів повинні відповідати високим стандартам безпеки, комфорту та енергоефективності. Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками дають змогу впроваджувати сучасні інженерні системи, як-от вентиляція, кондиціонування та електропостачання, що сприяє підвищенню загальної ефективності будівлі.

Важливим аспектом є також екологічна стійкість будівельних рішень. Використання композитних матеріалів, як-от сталезалізобетон, сприяє зменшенню викидів вуглекислого газу та використанню відновлюваних ресурсів.

Мета дослідження полягає у розробленні та обґрунтуванні конструктивних і розрахункових рішень сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками для будівель аеропортів з огляду на особливості їх експлуатаційних навантажень та архітектурно-планувальні вимоги.

Основні завдання дослідження:

- проаналізувати сучасні конструктивні системи сталезалізобетонних перекриттів та особливостей їх застосування у будівлях аеропортів;
- дослідити особливості роботи сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками та визначити чинники, що впливають на їх несну здатність, жорсткість і деформативність;
- розробити розрахункові моделі сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками зважаючи на спільну роботу сталевих і залізобетонних елементів;
- виконати чисельні дослідження напружено-деформованого стану перекриттів за різних конструктивних схем, прольотів і експлуатаційних навантажень, характерних для будівель аеропортів;
- установити закономірності впливу конструктивних параметрів прихованих балок на ефективність роботи перекриття та визначити раціональні конструктивні рішення;
- розробити практичні рекомендації щодо проєктування та застосування сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками у будівлях аеропортів з оцінюванням їх техніко-економічної ефективності.

Об'єктом дослідження є робота сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками у складі конструктивних систем будівель аеропортів.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан, несна здатність, жорсткість та конструктивні параметри сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками.

Методи дослідження. Експериментально-теоретичний метод, що міститиме добір, вивчення й аналіз літературних джерел, на основі якого сформулюється мета та завдання роботи, виконання експериментальних і теоретичних досліджень сталезалізобетонних елементів, технічних рішень щодо підсилення та відновлення конструкцій.

Наукова новизна одержаних результатів:

Уперше:

- розроблено раціональні конструктивні рішення сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками для будівель аеропортів, які забезпечують підвищення ефективності використання внутрішнього простору та зменшення конструктивної висоти перекриття;
- отримано залежності для оцінювання жорсткості та прогинів сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками за характерних експлуатаційних навантажень будівель аеропортів.

Удосконалено:

- підходи до розрахунку сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками з огляду на особливості їх просторової роботи, сумісної роботи сталі та бетону, а також вимоги щодо несної здатності й експлуатаційної придатності конструкцій.

Набули подальшого розвитку:

- положення щодо оцінювання впливу геометричних і конструктивних параметрів прихованих балок на несну здатність та деформативність сталезалізобетонних перекриттів;
- науково-практичні підходи до застосування сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками у будівлях з великими прольотами, зокрема в будівлях аеропортів.

Практичне значення одержаних результатів полягає в розробленні конструктивних і розрахункових рішень сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками для будівель аеропортів, які можуть бути використані під час проєктування нових та реконструкції наявних об'єктів цивільної й транспортної інфраструктури.

Особистий внесок здобувача:

- проаналізовано сучасні конструктивні системи сталезалізобетонних перекриттів та міжнародні підходи до їх проєктування;
- сформульовано завдання дослідження та обґрунтовано напрями удосконалення сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками;

- розроблено чисельно-аналітичні моделі сталезалізобетонних перекриттів у ПК ЛІРА-САПР;
- виконано чисельні дослідження напружено-деформованого стану конструкцій за різних схем навантаження та прольотів;
- встановлено вплив конструктивних параметрів прихованих балок на несну здатність, жорсткість і деформативність перекриттів;
- здійснено оброблення, узагальнення та інтерпретацію результатів досліджень;
- розроблено практичні рекомендації щодо проєктування та застосування сталезалізобетонних перекриттів у будівлях аеропортів;
- підготовлено наукові публікації та проведено апробацію результатів дослідження на міжнародних і всеукраїнських науково-практичних конференціях.

Апробація результатів роботи. Основні положення та результати дисертаційної роботи апробовано на міжнародних і всеукраїнських науково-практичних конференціях, де висвітлювалися питання застосування, проєктування, експлуатації та відновлення сталезалізобетонних конструкцій перекриттів з прихованими балками, а також дослідження несної здатності та поведінки композитних конструкцій.

Перші результати дослідження щодо використання сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками у будівлях аеропортів наведено на XIV Міжнародній науково-технічній конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану» (Полтава, 2022). Питання особливостей роботи сталезалізобетонного перекриття великопролітних будівель висвітлено на XXII Міжнародній науково-практичній конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених «ПОЛІТ. Сучасні проблеми науки» (Київ, 2022).

Окремі результати, присвячені дослідженню модульних захисних споруд та оцінюванню їх несної здатності, доповідалися на XXIII Міжнародній науково-практичній конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених «ПОЛІТ. Сучасні проблеми науки» (Київ, 2023). Питання збереження історичної спадщини та проблем відновлення пошкоджених об'єктів розглянуто під час III Всеукраїнської науково-практичної конференції «Роль науки у відбудові України» (Київ, 2023).

Результати досліджень, пов'язані з відновленням сталезалізобетонних конструкцій перекриття в будівлях аеропортів, апробовано на I Всеукраїнській науково-практичній конференції «Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: проблеми утримання та відновлення» (Київ, 2024). Особливості експлуатації прихованих балок сталезалізобетонного перекриття у будівлях аеропортів розглянуто на XI Всесвітньому конгресі «Aviation in the XXI-st Century: Safety in Aviation and Space Technologies» (Київ, 2024). Питання застосування сталезалізобетонних конструкцій перекриття у будівлях аеропортів висвітлено на XXIV Міжнародній науково-практичній конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених «ПОЛІТ. Сучасні проблеми науки» (Київ, 2024).

Окремі результати експериментальних досліджень балкових згинальних елементів зі сталевим листовим армуванням, зокрема особливості їх виготовлення та поведінки під навантаженням, були репрезентовані на X Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 2024), а також на II Всеукраїнській науково-практичній конференції «Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: проблеми утримання та відновлення» (Київ, 2025).

Основні результати дослідження опубліковано у матеріалах зазначених наукових конференцій та наукових виданнях.

Публікації. Результати дисертаційної роботи висвітлено у 14 наукових працях, серед яких: одна стаття у закордонному науковому виданні, проіндексованому в міжнародній наукометричній базі Scopus; чотири статті у наукових фахових виданнях України категорії «Б»; вісім публікацій тез доповідей міжнародних та всеукраїнських науково-практичних конференцій; одна публікація матеріалів доповіді всеукраїнської науково-практичної конференції.

Структура і обсяг дисертації. Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел та додатків. Загальний обсяг роботи становить 154 сторінки, з них основна частина – 111 сторінок. Робота містить 68 рисунків, 13 таблиць та 2 додатки. Список використаних джерел налічує 106 найменувань.

РОЗДІЛ 1

ОГЛЯД СУЧАСНОГО СТАНУ ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНКІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ ТА ПОКРИТТЯ З ПРИХОВАНИМИ БАЛКАМИ

1.1. Огляд наявних конструкцій сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками.

Перекриття є одним із основних конструктивних елементів будівель і споруд, що забезпечують сприйняття та передавання вертикальних і горизонтальних навантажень, просторову жорсткість та сумісну роботу елементів несного каркаса. У сучасному будівництві особливу увагу приділяють удосконаленню конструктивних рішень перекриттів, спрямованих на зменшення матеріаломісткості, конструктивної висоти та підвищення ефективності використання внутрішнього простору будівель. Одним із перспективних напрямів у цій галузі є застосування перекриттів з прихованими сталезалізобетонними балками.

Особливістю таких конструкцій є розміщення несних балок у межах товщини плити перекриття, що допомагає зменшити конструктивну висоту поверху, забезпечити рівну поверхню стелі, спростити розміщення інженерних комунікацій та покращити архітектурно-планувальні рішення. Завдяки ефективній спільній роботі сталевих профілів та бетонної плити сталезалізобетонні балки характеризуються високою несною здатністю, жорсткістю, технологічністю та можливістю перекриття значних прольотів, що зумовлює їх широке застосування в одноповерхових і багатоповерхових будівлях. Подібні результати отримані у роботах вітчизняних дослідників, де відзначено підвищення жорсткості та несної здатності сталезалізобетонних елементів завдяки сумісній роботі сталевих і бетонних складових, а також ефективність використання таких конструкцій у великопролітних будівлях [20 - 23].

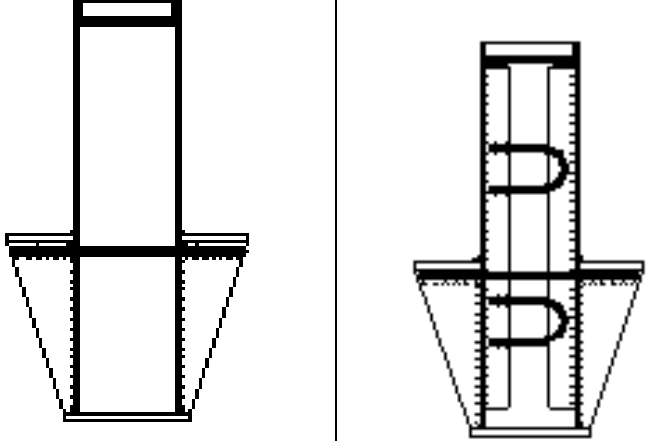
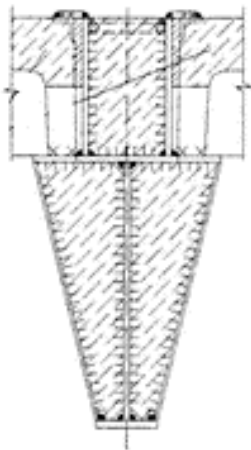
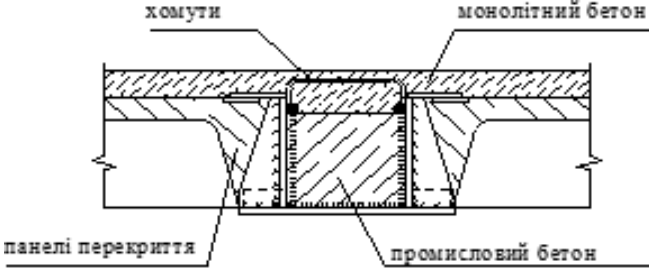
Проектування сталезалізобетонних конструкцій регламентується чинними нормативними документами, зокрема ДБН в.2.6-160 «Конструкції будинків і

споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення» [16] та Eurocode 4 [58, 73], які встановлюють вимоги до розрахунку, конструювання та забезпечення надійності таких систем. Методологія розрахунку сталезалізобетонних конструкцій продовжує удосконалюватися на основі досліджень [23, 27]. Разом із традиційними балковими системами розвиток отримують конструкції з пониженою конструктивною висотою, що відкривають нові можливості для вдосконалення перекриттів із прихованими несними елементами. Вітчизняними дослідниками [24, 27] встановлено ефективність застосування конструкцій з пониженою конструктивною висотою.

Окремим різновидом таких систем є перекриття на основі сталевих коробчастих балок (НҚ-та швелерних балок), що набули поширення в комерційному будівництві скандинавських країн. Подібні конструктивні рішення досліджувалися для великопролітних покриттів промислових будівель [32 - 34]. Завдяки особливостям поперечного перерізу такі балки відзначають стійкістю до втрати плоскої форми згину на стадіях монтажу та експлуатації, мінімальними габаритами за високої несної здатності, а також ефективною роботою на кручення по торцях. Це свідчить про перспективність подальших досліджень і вдосконалення конструктивних рішень перекриттів з прихованими сталезалізобетонними балками.

Унаслідок огляду сучасних основних конструктивно-технологічних рішень монолітних і збірно-монолітних каркасних систем одноповерхових та багатоповерхових будівель і споруд, розроблених і реалізованих в Україні, були класифіковані основні типи перерізів балкових елементів їх залізобетонних перекриттів та покриттів, які наведені в табл. 1. Результати аналізу показали, що вибір форми та геометричних параметрів поперечного перерізу балкових елементів суттєво впливає на несну здатність, жорсткість і тріщиностійкість конструкцій. Окрім того, конструктивні особливості перерізів визначають технологічність виготовлення та монтажу елементів, а також економічність використання будівельних матеріалів.

Таблиця 1.1 – Класифікація основних сучасних типів перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів та покриттів

Типи перерізів балкових елементів сталезалізобетонних перекриттів та покриттів	Стислий опис
	Сталезалізобетонний ригель перекриття прольотом 12 м, затверджений рішенням Держбуду України №29 від 10.06.2005 року, використовується у промисловому будівництві. Загальний вигляд покриття промислової будівлі із застосуванням сталезалізобетонного ригеля подано на рис. 1.1.
	Полегшений сталезалізобетонний ригель прольотом 18 м, на який був отриманий патент №26142 [42]. Широко використовується у промисловому будівництві як несна конструкція покриття під ребристі плити у безкранових будівлях. Загальний вигляд покриття промислової будівлі виконаного із використанням сталезалізобетонного ригеля, подано на рис. 1.2.
	Сталезалізобетонний ригель з армуванням листовою арматурою із розширеними полицями. Загальний вигляд ригеля та покриття із застосуванням сталезалізобетонного ригеля подано на рис. 1.3, а, б.

Наведені типи конструкцій знайшли практичне застосування у різних галузях будівництва [20]. Встановлено, що в сучасній практиці проєктування застосовується значна кількість різновидів балкових перерізів, які адаптовані до конкретних умов експлуатації та архітектурно-планувальних рішень. Їх застосування гарантує забезпечити раціональний розподіл внутрішніх зусиль та

зменшує власну масу конструкцій. Систематизація наявних типів перерізів створює основу для подальшого аналізу їх ефективності та визначення перспективних напрямів удосконалення конструктивних рішень залізобетонних перекриттів і покриттів.

Сталезалізобетонні згинальні елементи з листовим армуванням є перспективним напрямом розвитку сучасних будівельних конструкцій [85-100]. Застосування таких конструктивних рішень сприяє раціональнішому використанню високоміцних матеріалів, зменшенню габаритів поперечних перерізів та власної маси елементів. Окрім того, вони дають змогу скоротити витрати бетону без зниження показників міцності, жорсткості та тріщиностійкості конструкцій. Як наслідок, підвищується техніко-економічна ефективність будівництва та зменшується загальна вартість зведення будівель і споруд.

Конструктивні особливості сталезалізобетонного перекриття з пониженою конструктивною висотою

Естетичний вигляд. Перекриття та покриття з прихованими сталезалізобетонними балками можна застосовувати для будівель різної конфігурації в плані, унаслідок відсутності ребер зменшити будівельний об'єм приміщень, що економічно вигідно в опаленні.

Збільшення корисної висоти. Приховані балки дають можливість збільшити висоту приміщень, що, своєю чергою, поліпшує використання вентиляційних комунікацій та освітленість приміщення без збільшення загальної висоти будівлі, що особливо важливо в обмежених просторах.

Міцність та жорсткість. Поєднання металу як незнімної опалубки та зовнішнього армування для розтягувальних напружень із бетоном, що працює на стиск, забезпечує високу жорсткість і міцність конструкції під час експлуатації.

Експлуатаційні особливості сталезалізобетонного перекриття з пониженою конструктивною висотою

Зниження шуму. Сталезалізобетонні перекриття та покриття забезпечують високий рівень звукоізоляції, що зменшує рівень шуму в приміщеннях.

Вогнестійкість. Ці конструкції мають високу вогнестійкість, що підвищує загальну безпеку будівлі.

Гнучкість у плануванні. Відсутність видимих балок дає можливість створювати відкриті простори, які можуть бути легко адаптовані до різних потреб аеропорту, як-от зали очікування, торговельні зони та інші громадські приміщення.

Інтеграція інженерних систем. За допомогою прихованих балок зручно інтегрувати різні інженерні системи, наприклад вентиляцію, кондиціювання, освітлення та ін.

Довговічність. Використання високоякісних матеріалів забезпечує тривалий термін експлуатації конструкції.

Мінімальне технічне обслуговування. Сучасні методи захисту сталі від корозії та використання надійного бетону дають змогу знизити витрати на технічне обслуговування.



Рисунок 1.1 – Загальний вигляд покриття промислової будівлі, виконаного з використанням сталезалізобетонного ригеля



Рисунок 1.2 – Загальний вигляд покриття промислової будівлі із застосуванням сталезалізобетонного 12-метрового ригеля

*а**б*

Рисунок 1.3 – Загальний вигляд перекриття та покриття із застосуванням сталезалізобетонного ригеля з армуванням сталевими листами із розширеною полицею:

а – загальний вигляд ригеля на основі HQ-та швелерних балок;

б – загальний вигляд перекриття з пониженою конструктивною висотою на основі HQ-та швелерних балок

1.2. Огляд міжнародних підходів до проєктування сталезалізобетонних покриттів та перекриттів

Міжнародні підходи застосування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів варіюються залежно від регіону та будівельних норм. Основні підходи передбачають використання комбінованих конструкцій зі сталі та бетону, які об'єднують переваги обох матеріалів. Нижче наведено деякі ключові аспекти та підходи, які використовуються в різних країнах.

Європейський підхід до проєктування сталезалізобетонних перекриттів

У країнах Європейського проєктування сталезалізобетонних конструкцій ґрунтується на комплексі стандартів Eurocode, головним з яких для цього типу конструкцій є EN 1992 (Eurocode 2) та EN 1994 (Eurocode 4). Ці документи регламентують проєктування звичайних і композитних (сталезалізобетонних) систем відповідно.

Eurocode 2 (EN 1992) встановлює правила проєктування залізобетонних конструкцій за граничними станами, включно з вимогами несної здатності, тріщиностійкості, жорсткості та експлуатаційної придатності. У контексті перекриттів особлива увага приділяється правильному розташуванню арматури,

контролю прогину та зниженню маси конструкції, що досягається через використання безбалкових або ребристих систем.

Eurocode 4 (EN 1994) описує принципи проектування композитних конструкцій сталі й бетону, зокрема перекриттів на сталевому настилі з монолітним бетоном або сталезалізобетонних балкових систем. Такі системи ефективно використовують у багатоповерхових громадських і промислових будівлях. Композитна дія досягається завдяки анкерним елементам і жорсткому зчепленню між сталевим і бетонним елементами.

Переваги європейського підходу:

- уніфіковані стандарти для всієї Європи (спрощення експорту/проектування);
- застосування новітніх матеріалів (фібробетон, легкі композити);
- підвищена увага до життєвого циклу конструкцій, включно з ремонтпридатністю та довговічністю;
- можливість комбінувати бетон і сталь для оптимізації маси та витрат.

Недоліки полягають у складності імплементації норм у країнах з іншими технічними традиціями, необхідності адаптації під місцеві умови будівництва та ґрунтів, а також у високій відповідальності за дотримання вимог до зчеплення матеріалів у композитних конструкціях. Вказані принципи поступово впроваджуються і в українську практику проектування [27].

Американський та британський підходи до проектування сталезалізобетонних перекриттів

Американський підхід. У США проектування сталезалізобетонних фібробетонних перекриттів регламентується стандартами Американського інституту бетону (ACI). Основним документом є ACI 318 «Building Code Requirements Concrete», який містить загальні положення для залізобетону.

Американський підхід орієнтується на випробування і дослідні дані, які мають пріоритет над емпіричними розрахунками. Це дає змогу ефективніше адаптувати матеріал до конкретних умов. У США також практикується performance-based design, де ключовим критерієм є енергоємність руйнування (toughness) та поведінка конструкції після тріщиноутворення.

У висотному будівництві поширені композитні сталезалізобетонні плити на профільованому сталевому настилі, які забезпечують високу несну здатність і швидкий монтаж.

Британський підхід. До впровадження Eurocode у Великій Британії широко використовувався BS 8110, який тепер вважається застарілим, але все ще застосовується в реконструкції. Сучасне проєктування ґрунтується на Eurocode 2, але із залученням національних керівництв і технічних рекомендацій:

TR 34 (Concrete Society) – проєктування промислових підлог, включно з SFRC;

The Institution of Structural Engineers (IStructE) – надає технічні нотатки щодо використання сталевих фібр у плитах;

BS EN 14845-1/2, BS EN 14651 – стандарти для випробування фібробетону на згин.

Британський підхід характеризується консерватизмом у нових матеріалах, але водночас чіткою структурою розрахунків та орієнтацією на практичну ефективність. Для SFRC застосовується концепція еквівалентної міцності, де зусилля з фібробетону прирівнюється до звичайного армування. Часто використовується підхід «design by testing», аналогічний американському.

Особливістю є широке використання плоских плит без балок, а також легких композитних систем у торгових і офісних будівлях.

Отже, обидві системи спрямовані на ефективне використання композитних матеріалів, однак американський підхід дієвіший і орієнтований на експеримент, тоді як британський – регламентованіший і заснований на європейських традиціях проєктування.

Австралійський підхід до проєктування сталезалізобетонних перекриттів

Австралія має розвинену будівельну нормативну базу, яка поєднує традиційні стандарти і сучасні інноваційні рішення, включно з використанням сталєфібробетонних (SFRC) та композитних сталезалізобетонних конструкцій.

Основними документами, що регулюють проєктування, є:

AS 3600:2018 – Concrete Structures Standart.

AS/NZS 2327:2017 – Composite Structures – Composite steel – concrete construction in buildings.

AS 5100.5:2017 – Bridge Design – Concrete (для транспортних споруд).

Technical Notes by Austroads, CSIRO, SRIA – рекомендації для фібробетонних систем.

Залізобетон і композити. AS3600 – основний норматив для проєктування залізобетонних конструкцій, включно з плитами, балками, перекриттями. Він описує як проєктування за граничними станами, так і вимоги до армування, обмежень щодо прогину, тріщин і довговічності. Документ підтримує використання непрямого армування через фібри, що поступово інтегрується в будівельну практику.

AS/NZS 2327. Регулює композитні конструкції зі сталі й бетону. Основна увага приділяється сталевим балкам з монолітними плитами, часто з використанням профільованого сталевого настилу, як у європейському підході. Застосування такої системи допомагає зменшити масу конструкції, пришвидшити монтаж та знизити вартість проєкту.

Сталефіброві системи (SFRC). Австралія є одним із лідерів з активного впровадження сталевих фібрових бетонів, особливо у промисловому будівництві, дорожніх плитах, тунелях і паркінгах. У більшості випадків застосовується performance – based design з оцінюванням параметрів тріщиностійкості, жорсткості після розтріскування та енергоємності руйнування.

Оскільки AS 3600 не містить окремого розділу про SFRC, австралійські інженери керуються технічними настановами:

- Austroads Technical Reports;
- дослідження CSRIO (національна наукова установа);
- галузеві посібники SRIA (Stil Reinforcement Institute of Australia).

Є особливості застосування випробувань за ASTM C1609 та EN 14651 (адаптованих до місцевих умов). Дозволяється часткова або повна заміна традиційної арматури сталевими фібрами за умови підтвердження відповідних характеристик.

У Австралії сталезалізобетонні перекриття активно використовують у таких сферах:

- багатоповерхові житлові і комерційні будівлі;
- великопролітні склади, логістичні центри;
- мостові споруди (композитні прольоти);
- тунелі та метрополітени (фібросегменти);
- дорожні покриття та залізничні плити.

Переваги австралійського підходу:

- підтримка інновацій та індивідуального підходу (розрахунок через випробування);
- можливість оптимізувати конструкції через зменшення товщини перекриттів;
- активне використання композитів і фібробетону для зниження витрат і часу монтажу;
- адаптація міжнародних стандартів (EN, ASTM) до місцевих умов.

Австралійський підхід поєднує традиційне нормативне проєктування згідно з AS 3600 та гнучкий інженерний підхід, що ґрунтується на експериментальних даних та інноваційних матеріалах. Це робить Австралію однією з країн, що впевнено інтегрують сталезалізобетон у сучасне будівництво зважаючи на довговічність, ефективність і сталість.

Інші міжнародні підходи до проєктування сталезалізобетонних перекриттів

Окрім загальноприйнятих європейських, американських, британських та австралійських підходів, у низці країн світу сформувалися власні ефективні стратегії застосування сталезалізобетонних (композитних) систем і фібробетонів.

Особливості проєктування та нормативного регулювання часто залежать від геологічних, кліматичних, економічних умов, а також рівня розвитку будівельної науки.

Країни Скандинавії (Швеція, Норвегія, Фінляндія). У Швеції діє стандарт SS 812310:2014, який визначає правила розрахунку сталефібрових

конструкцій. Він заснований на випробуваннях, аналогічно до EN 14651, і передбачає використання параметрів жорсткості після тріщиноутворення. Водночас у Фінляндії та Норвегії активно використовуються сталеві фібробетонні перекриття для промислових і логістичних об'єктів, а також у тунелях (наприклад, метро Гельсінкі). У цих країнах розроблено екологічно орієнтовані підходи – зменшення товщини плит та вуглецевого сліду шляхом часткової відмови від традиційної арматури.

Сінгапур і Південно-Східна Азія. Сінгапур ухвалив власний стандарт SS 674:2021 – Steel Fibre Reinforced Concrete, який ґрунтується на європейських та британських принципах, але адаптований до умов Азії (високої вологості, швидкого темпу будівництва). Тут активно застосовуються SFRC-плити у системах «flat slab» без балок, що допомагає значно зменшити терміни виконання проєктів. Сінгапур також використовує гібридне армування – поєднання фібри та мінімального сітчастого каркаса.

Китай. У Китаї застосування сталеві фібробетону стрімко зростає в тунельному будівництві (включно зі швидкісними залізницями та метро). В нормативному полі активно використовуються результати численних наукових досліджень. Хоча формалізовані стандарти щодо SFRC ще не повністю уніфіковані, проєктування часто ґрунтується на методологіях EN 1992, GB 50010, а також результатах натурних випробувань.

Близький Схід (ОАЕ, Катар, Саудівська Аравія). В умовах жаркого клімату великого поширення набули тонкі фібробетонні перекриття, особливо в ангарах, логістичних комплексах і паркінгах. Часто використовується американський підхід ACI з локальними адаптаціями. У проєктах домінує орієнтація на швидке зведення конструкцій, низьке обслуговування та високу довговічність.

Міжнародні та міждержавні документи

Документ, розроблений Міжнародною федерацією бетону (fib), містить положення щодо SFRC і композитних плит, а також орієнтується на поведінковий підхід до проєктування (performance – based – design). Зокрема,

Model Code описує використання σ – ϵ моделей та кривих жорсткості після тріщиноутворення.

Документи, що слугують орієнтиром для країн, які не мають власної регламентації, але прагнуть гармонізувати свою нормативну базу з міжнародною практикою:

ISO 19338:2016 – верифікація методів розрахунку залізобетонних конструкцій;

ISO 22040:2022 – принципи проєктування для бетонних конструкцій;

ISO/TR 16457 – рекомендації щодо використання фібробетону.

1.2.1. Порівняльний аналіз міжнародних підходів до проєктування сталезалізобетонних перекриттів

У світовій практиці спостерігається широкий спектр підходів до проєктування сталезалізобетонних (включно з композитними та фібробетонами) перекриттів. Незважаючи на спільні принципи (розрахунок за граничними станами, оцінювання тріщиностійкості, довговічність), кожна країна чи регіон формує власну стратегію залежно від традицій, нормативної бази, технологій та економіки. Порівняння основних міжнародних підходів наведено в табл. 1.2.

Таблиця 1.2. – Порівняння основних міжнародних підходів

Країна/регіон	Основні документи	Характер підходу	Особливості застосування
ЄС	Eurocode2, Eurocode 4	Розрахунковий + нормативний	Композити, SFRC з обмеженим застосуванням
Британія	TR34, BS EN 14651, Eurocode	Консервативний, з тех. керівництвом	Промислові підлоги, плоскі плити
США	ACI 318, ASTM C1609	Performance – based випробування	SFRC замість арматури, легкий монтаж
Австралія	AS 3600, AS/NZS 2327	Гібридний, з гнучким регулюванням	Профнастил, промислові об'єкти, мости
Скандинавія	SS 812310, нац. настанови	SFRC з екологічним фокусом	Зменшення маси, тунелі, стійкість

Країна/регіон	Основні документи	Характер підходу	Особливості застосування
Сінгапур	SS 674:2021	Адаптований європейський	Плити без балок, швидке зведення
Китай	CD 50010+ EN/ASTM адаптація	Випробування, натурні досліди	Тунелі, метро, транспорт
Міжнар. органи	ISO 22040, fib Model Code	Поведінкове (behavior – based)	Використання в країнах без власних норм
Близький схід	ACI/BS адаптація	Швидке будівництво практичність	Паркінги, склади, мости у спеку

Ключові критерії порівняння

Нормативна жорсткість:

- найструктурованіші системи – ЄС, Британія, Австралія;
- найгнучкіші – США, Скандинавія, Китай (у частині SFRC).
- Застосування SFRC (сталефібробетону):
- масове в США, Австралії, Скандинавії, Китаї;
- помірне у ЄС, Великій Британії;
- активне впровадження у Сінгапурі, Близькому сході.

Методика розрахунку:

- емпірично-нормативна – ЄС, Британія;
- performance – based (на основі випробувань) – США, Австралія, Скандинавія;
- гібридна або поведінкова (behavior – based) – ISO, fib, Китай.

Технічні інновації:

- композитні плити на профнастилі – США, Австралія, ЄС;
- безбалкові плити з фіброю – Сінгапур, Швеція;
- високопродуктивні SFRC – Канада, Китай, ОАЕ.

Приклади застосування сталезалізобетонного покриття та перекриття у закордонних будівлях:

The Shard (Велика Британія, Лондон) – хмарочос, що налічує 95 поверхів, має сталезалізобетон у структурних елементах покриття (рис. 1.4);

Allianz Arena (Німеччина, Мюнхен) – для забезпечення великого прольоту без проміжних опор конструкції покриття виконані з сталезалізобетону (рис. 1.5);

Terminal 5, Heathrow (Велика Британія) – сталезалізобетонні конструкції у покритті дало змогу створити великопролітні простори без внутрішніх колон (рис. 1.6);

Changi Airport (Сінгапур) – використані конструкції сталезалізобетонного покриття для збільшення довговічності та звукоізоляції (рис. 1.7);

Tesla Gigafactory (США, Невада) – промислова будівля, яка потребувала міцного покриття тому використані сталезалізобетонні конструкції, що оптимально поєднує у собі міцність та гнучкість (рис. 1.8);

Apple Park (США, Каліфорнія) – дизайн центральної будівлі передбачає застосування сталезалізобетонних конструкцій у перекриттях (рис. 1.9).

Ці приклади демонструють широке використання сталезалізобетонних конструкцій у сучасній архітектурі та будівництві завдяки їхнім унікальним технічним характеристикам.



Рисунок 1.4 – The Shard
(Велика Британія, Лондон)



Рисунок 1.5 – Allianz Arena (Німеччина,
Мюнхен)



Рисунок 1.6 – Terminal 5, Heathrow
(Велика Британія)



Рисунок 1.7 – Changi Airport
(Сінгапур)



Рисунок 1.8 – Tesla Gigafactory (США,
Невада)



Рисунок 1.9 – Apple Park
(США, Каліфорнія)

1.3. Аналіз основних принципів розрахунку та проєктування сталезалізобетонних конструкцій перекриття та покриття

Питання дослідження, проєктування і теоретичного обґрунтування роботи сталезалізобетонних конструкцій розглянуті в роботах Ю. Г. Аметова, [20], В. В. Баби, [24], А. В. Гасенка, [32], В. М. Джури, [33 та 34], М. Ю. Ізбаш, [35], Ф. Є. Клименка, [38], В. І. Козаря, [38 та 39], О. А. Крупченка, [40], О. В. Семка, [43 - 45, 47, 50, 52 - 54], О. В. Сколибога, [55 та 56], Л. І. Стороженка, [59, 68 - 71, 76, 77, 80, 82, 83], С. В. Яхіна, [87 та 88].

Під час проєктуванні сталезалізобетонних конструкцій із жорсткою арматурою з профільної або листової сталі, захищеної бетоном, рекомендується використовувати важкий бетон за міцністю не нижче класу С12/15 [4].

Розрахункові і нормативні опори бетону слід брати відповідно до вказівок розділу ДБН В.2.6-98 [3], крім обумовлених випадків об'ємного напруженого стану бетону, коли можливе підвищення міцнісних характеристик.

Як жорстку арматуру можна застосовувати профільну сталь або зварні елементи складеного перерізу із листової чи стрічкової сталі. Розрахункові опори

сталі варто брати відповідно до вказівок розділу 2 [4]. Розрахунок за міцністю сталезалізобетонних елементів із жорсткою арматурою розроблено для перерізів, нормальних до повздовжньої осі, а також для нахилених перерізів під кутом 45° .

Визначення граничних зусиль у нормальному перерізі сталезалізобетонних балок виконується за спрощеною методикою, зважаючи на такі передумови:

- розглядається граничний напружено-деформований стан нормального перерізу, за якого напруження в арматурі досягають фізичної або умовної границі текучості, а в бетоні – тимчасового опору осьовому стиску R_b ;
- опір бетону на розтяг береться рівним нулю, тобто розтягнута зона бетону, розміщена нижче нейтральної осі, не використовується в розрахунку.

Граничні деформації:

- для бетону крайнього стиснутого волокна та розтягнутої арматури беруться не більше ніж: $\varepsilon_b = 0,002$, якщо $\gamma_{b2} \geq 1$ і $\varepsilon_b = 0,0025$, якщо $\gamma_{b2} < 1$;
- коефіцієнт $\gamma_{b2} < 1$, який враховує можливе зниження міцності бетону за тривалих навантажень і, відповідно, його підвищену деформативність;
- реальна криволінійна епюра напружень у стиснутій зоні бетону замінюється умовним прямокутним блоком зі зменшеною висотою x , водночас максимальне напруження в бетоні залишається рівним $\sigma_b = R_b$;
- рівнодійна стискальних напружень у бетоні для спрощеної (розрахункової) епюри збігається за положенням із рівнодійною стискальних напружень у фактичній (криволінійній) епюрі. Це забезпечує правильність розрахункової моделі в разі заміни фактичного розподілу напружень на умовний прямокутний блок;
- рівнодійні стискальних напружень фактичної і розрахункової епюр повинні відповідати умові (1.1):

$$b \cdot x \cdot R_b = \omega \cdot b \cdot x_1 \cdot R_b, \quad (1.1)$$

де b – ширина перерізу; x – висота стиснутої зони бетону; R_b – призмova міцність бетону; ω – коефіцієнт повноти епюри, що залежить від міцності бетону і визначається за емпіричною формулою (1.2):

$$\omega = \alpha - 0,008R_b. \quad (1.2)$$

Коефіцієнт α береться для важких бетонів 0,85, для легких 0,8.

Стискальні напруження в арматурі A_s , що містяться в стиснутій зоні бетону, визначають відповідно до граничних деформацій стиснутої зони. Перевищення цих деформацій могло б призвести до втрати зчеплення між арматурою і бетоном, що порушило б сумісну роботу матеріалів.

Беручи $\varepsilon_{bu} = \varepsilon_s$, отримаємо формулу (1.3):

$$R_{sc} = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \cdot \varepsilon_{bu} < R_s; \quad (1.3)$$

якщо $\gamma_b \geq 1$ і $\varepsilon_{bu} = 0,002$; $R_{sc} = 400 \text{ МПа}$;
 якщо $\gamma_b \geq 1$ і $\varepsilon_{bu} = 0,0025$; $R_{sc} = 500 \text{ МПа}$.

Гранична висота стиснутої зони бетону x_R визначає характер руйнування залізобетонного перерізу:

– якщо $x < x_R$ (непереармований переріз), руйнування відбувається через текучість арматур, супроводжується значними пластичними деформаціями розтягнутої арматури та інтенсивним проявом непружних деформацій бетону. Такий тип руйнування є більш безпечнішим, оскільки дає попереджувальні ознаки у вигляді великих прогинів і тріщин;

– якщо $x > x_R$ (переармований переріз), руйнування настає через вичерпання міцності стиснутої зони бетону, водночас розтягнута арматура може не досягти границі текучості. Це крихке руйнування, яке виникає раптово, без значних деформацій.

Гранична висота стиснутої зони x_R є критичною межею, що дає змогу оцінити характер роботи конструкції та забезпечити її надійність.

У нормах [3] найчастіше використовують не абсолютне значення граничної висоти стиснутої зони x_R , а її відносне значення, що називається граничним значенням відносної висоти стиснутої зони бетону та визначається за формулою (1.4):

$$\xi_R = x_R / h_0. \quad (1.4)$$

Якщо виявиться, що $x_R < \xi_R \cdot h_0$, то переріз вважається таким, що має звичайне (одиначне) армування, тобто вся арматура розташована в розтягнутій зоні. Якщо $x_R > \xi_R \cdot h_0$, то переріз вважається переармованим, що означає необхідність врахування стиснутої арматури в розрахунках, оскільки бетон

стиснутої зони досягає своєї граничної міцності раніше, ніж розтягнута арматура доходить до текучості.

Отже, гранична відносна висота стиснутої зони бетону x_R залежить від деформаційних характеристик бетону та арматури. Ці характеристики можуть бути визначені експериментально, але чинні будівельні норми пропонують використовувати для цього емпіричну формулу (1.5):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + (R_s / \sigma_{scu}) \cdot (1 - \omega / 1,1)}, \quad (1.5)$$

де σ_{scu} – граничне напруження в стиснутій арматурі, що досягає значення 400 МПа, якщо дія навантаження короткотривала ($\gamma_{b2} \geq 1$), і 500 МПа – якщо дія навантаження тривала ($\gamma_{b2} < 1$).

Розрахунок міцності перерізів сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням виконується аналогічно до звичайних залізобетонних балок. Однак, через залучення в роботу не лише стрижневої арматури, а й листової арматури, необхідно уточнювати методику визначення несної здатності елемента. На практиці рідко виникає потреба в детальному аналізі напружено-деформованого стану. Зазвичай достатньо оцінити несну здатність і максимальні прогини з необхідною точністю.

Отже, існує необхідність удосконалення наявних методів розрахунку, що дасть змогу точніше оцінювати міцність і деформативність конструкції з комбінованим армуванням.

Чинні на сьогодні положення розрахунку сталезалізобетонних елементів, що згинаються, [4, 14] ґрунтуються на розрахунку за граничними напруженнями з використанням прямокутних епюр напружень для обох матеріалів. Вони також не враховують або частково враховують: загальну деформаційну модель елемента, конструкцію його перерізу; характер та міцність зв'язків між бетоном і конструктивною арматурою; вплив зусиль зсуву.

Розрахунок міцності сталезалізобетонних елементів на згин, який використовується в нормах проєктування провідних держав світу, базується на чотирьох основних аналітичних моделях з різними передумовами, що дають змогу здійснювати їх проєктування інженерами-будівельниками. Так, у

будівельних нормах AISC [16] послідовно від простого до складного викладені для зручності інженерів під час проєктування основи чотирьох аналітичних методів визначення міцності сталезалізобетонних елементів на згин. Прості аналітичні методи мають за основу консервативні розрахунки, за використання яких у деяких випадках таке проєктування може призводити до створення надмірних запасів міцності та перевитрат компонентів сталезалізобетонних елементів. І навпаки, складні методи, що потребують великих зусиль у розрахунках, як очікується, будуть точнішими, ніж прості методи, що призведе до економічнішого проєктування. Через це інформація щодо точності кожного методу має вирішальне значення для інженерів, щоб зробити вибір між консерватизмом та економією.

Норми AISC [16] пропонують такі аналітичні методи визначення міцності на згин сталезалізобетонних елементів в оболонці:

- метод суперпозиції пружних напружень (the superposition of elastic stress);
- метод розподілу пластичних напружень тільки на сталевій ділянці перерізу (the plastic stress distribution on the steel section alone);
- метод розподілу пластичних напружень на композитній ділянці перерізу (the plastic stress distribution (PSD) on the composite section);
- метод сумісності деформацій (the strain compatibility method).

Серед вищезазначених аналітичних методів останні два методи дозволені, відповідно до сертифікації AISC [16], у тому випадку, якщо під час проєктуванні передбачені анкерні елементи для запобігання зсуву, що забезпечують сумісну роботу компонентів сталезалізобетонних елементів в експлуатаційній та граничній стадіях.

Аналітичні моделі визначення міцності сталезалізобетонних елементів на згин, що зазначені вище, в комбінованому вигляді залежно від передумов їх розрахунку є основою методів у нормах проєктування AISC 360-10 [16], Eurocode 4 [73], KBC 2014 [17], JGJ 138-2016 [18], JSCE 2009 [19] та ДБН В2.6-160:2010 [42].

На сьогодні науковцями тривають удосконалення аналітичних моделей розрахунку міцності сталезалізобетонних елементів на згин, які базуються на

моделі збалансованого руйнування (ідеальної відмови), коли в розрахунковому перерізі відбувається одночасне роздавлювання стисненого бетону і розрив стрижнів, що розтягуються, за досягнення в перерізі сталевго профілю напружень, що перевищують напруження межі плинності. Модель збалансованого руйнування (ідеальної відмови) дає змогу здійснити оптимальне проектування сталезалізобетонних елементів, що працюють на згин, з мінімальними витратами в разі зважання на проєктні обмеження, як-от:

- проектування конструкцій з огляду на вид навантажень, що діють на них;
- формування (типізація) випадку їх граничного напружено-деформованого стану залежно від визначених граничних критеріїв руйнування їх компонентів.

1.4. Огляд експериментальних досліджень сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками

Основними завданнями експериментальних досліджень є визначення несної здатності, деформативності, характеру тріщиноутворення, механізмів руйнування, ефективності анкерних зв'язків, а також оцінювання сумісної роботи сталі й бетону. Особлива увага приділяється поведінці конструкцій у граничних станах, де відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль та виникають нелінійні ефекти, які складно передбачити в спрощених інженерних моделях.

Значна частина випробувань виконувалася на згин однопролітних та багатопролітних зразків, зокрема експериментальні дослідження О. І. Лапенка, Л. І. Стороженка, О. Г. Горба для балок двотаврового перерізу з верхнім сталезалізобетонними полицями виявили суттєвий вплив листового армування на жорсткість, тріщиностійкість і характер руйнування елементів під час згину [63]. Типова схема передбачає двоточкове або чотириточкове навантаження, що дає змогу досліджувати роботу елементів у зоні чистого згину та в зонах дії поперечної сили. Під час таких випробувань реєструють прогини, деформації бетону й сталі, ширину розкриття тріщин, переміщення в зоні контакту сталі та бетону, а також навантаження руйнування. Результати випробувань свідчать, що приховані балки часто демонструють вищу жорсткість на початкових стадіях навантаження, однак після появи тріщин характер роботи істотно залежить від типу сталевго перерізу, жорсткості з'єднання та конструкції вузлів. Для НQ-та

швелерних балок характерними є складний напружений стан у зоні полиць, де можливі локальні втрати стійкості, крутильні ефекти та локальне зминання бетону. Подібні явища підтверджені експериментальними дослідженнями Л. І. Стороженка, С. О. Мурза, у яких для сталезалізобетонних елементів із листовим армуванням встановлено розвиток локальної втрати стійкості сталевих елементів, нерівномірний розподіл деформацій та зміну механізму руйнування залжено від рівня композитної взаємодії [66].

Окремий напрям експериментальних досліджень стосується вивчення зсувної взаємодії між сталлю та бетоном. У більшості випадків досліджень використовуються push-out випробування, які розглянуто у роботах Luay M. Shather [105], є базовим методом оцінювання несної здатності зсувних з'єднань. Водночас результати експериментів свідчать про складність реальної роботи анкерів: за даними Mel Hosain [101], спостерігаються різні механізми руйнування – від зминання бетону до руйнування сталевих елементів. Дослідження Shuangjie Zheng [106] показують значну варіативність залежності «навантаження-зсув», що зумовлюється від конструктивних параметрів і не може бути адекватно описана універсальними нормативними моделями. Окрім того, за циклічного навантаження, яке встановлено Abdulamir A. Karim [102], відбувається суттєве накопичення зсувів і деградація жорсткості з'єднання.

Важливим напрямом є дослідження тріщиноутворення та розвитку пошкоджень. Експерименти показують, що в конструкціях з прихованими балками тріщини можуть формуватися не лише у розтягнутій зоні плити, але й у зонах локального концентратора напружень біля полиць балки, анкерів та опорних ділянок. Проблемою таких досліджень є складність достовірного прогнозування моменту переходу від стадії експлуатаційної роботи до передруйнівного стану. У роботі А. В. Односума [41] визначено, що навіть за розвинених методів розрахунку залежності «момент-кривизна» мають значні відхилення від реальної поведінки конструкцій у разі складних режимів навантаження. Це особливо важливо для перекриттів з пониженою конструктивною висотою де резерв перерозподілу напружень обмежений.

Значна кількість випробувань присвячена дослідженню механізмів руйнування. Найпоширенішими є:

- руйнування за згином із досягненням текучості сталі;
- руйнування через роздавлювання стиснутої зони бетону;
- руйнування через втрату зчеплення між компонентами;
- локальна втрата стійкості сталевих профілю;
- комбіноване руйнування за одночасної дії згину та зсуву.

Однією з ключових проблем є відсутність єдиного підходу до класифікації руйнування саме для систем з прихованими балками. Багато досліджень орієнтовані на класичні композитні балки й не беруть до уваги специфіку прихованого розташування профілю. Зокрема, у роботах школи Л. І. Стороженка [57] встановлено, що локальна втрата стійкості сталевих елементів може визначити граничний стан конструкції, на яку не зважають у більшості нормативних підходів.

Суттєвою проблемою залишається недостатня кількість досліджень втомної довговічності анкерних зв'язків та прихованих профілів. Це підтверджується сучасними експериментальними роботами, зокрема Н. В. Табаркевич [91] де зазначено обмеженість досліджень динамічної роботи сталезалізобетонних конструкцій.

Перспективним напрямом стали випробування з використанням цифрових вимірювальних технологій. Разом з тим аналіз наявних досліджень свідчить, що навіть за умов детального експериментального вивчення спостерігаються нерівномірний розподіл деформацій та складний характер роботи елементів, що суттєво ускладнює їх адекватне чисельне моделювання.

Аналіз наявних експериментальних досліджень допоміг виокремити основні нерозв'язані проблеми:

- недостатня кількість випробувань саме для прихованих НQ-та швелерних балок;
- відсутність єдиної методики оцінювання часткової композитної дії;
- недостатнє вивчення втомної та динамічної поведінки;
- обмежена статична база великомасштабних досліджень;

- відсутність уніфікованих критеріїв руйнування;
- розбіжності між нормативними моделями та експериментальними результатами.

Саме ці проблеми обґрунтовують необхідність подальших досліджень, що підтверджується сучасними українськими експериментальними роботами у сфері сталезалізобетонних конструкцій.

Висновки до розділу 1

Сучасні сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками є надійними, довговічними та естетичними конструкціями. Завдяки розвитку технологій та постійному вдосконаленню нормативної бази, їх застосування стає дедалі ширшим. За правильного проєктування та виконання будівельних робіт, такі перекриття можуть слугувати протягом багатьох років без втрати своїх властивостей.

Перспективи розвитку:

- подальший розвиток технологій виробництва бетону та арматури;
- розроблення нових конструктивних схем;
- збільшення застосування композитних матеріалів;
- упровадження нових методів розрахунку та моделювання.

Сталезалізобетонні конструкції майже завжди відповідають конкретним вимогам, що виникають під час будівництва того чи іншого об'єкта, і дають змогу досить легко виконати складні інженерні завдання. Тому сталезалізобетон широко використовується в найрізноманітніших галузях будівництва, він ефективний у стиснутих конструкціях (стояки, колони), в разі перекриття прольотів будівель і споруд, у тому числі і досить значних (плити, балки, ригелі, ферми, арки і т.д.). Широко використовується сталезалізобетон під час будівництва мостів. Доведено, що раціональним є використання в сталезалізобетонні листового армування, яке виконує одночасно огорожувальні і несні функції (резервуари, підземні, підводні і плаваючі споруди). В усіх цих випадках можуть використовуватись різні сполучення прокатних профілів з бетоном і залізобетоном. За своїми конструктивними особливостями сталезалізобетонні конструкції можуть бути дуже різноманітними. Із наведеного

можна зробити висновок, що область застосування сталезалізобетонних конструкцій досить широка – від промислового і цивільного будівництва до спеціалізованих споруд.

Міжнародна практика свідчить про еволюцію підходів від жорсткого нормування до гнучкого поведінкового проєктування, заснованого на експериментальних даних. Найуспішніші моделі поєднують:

- адаптивні нормативи (AS/NZS, ACI, fib);
- розширене застосування фібробетонів як альтернативи традиційному армуванню;
- орієнтацію на екологічність та швидкість монтажу.

Україні доцільно вивчити досвід країн з подібними умовами (Польща, Швеція, Австралія) та впроваджувати комбіновану систему: національні технічні умови та міжнародні поведінкові підходи, із широким використанням випробувань і цифрового моделювання.

Сучасний стан проєктування та розрахунків сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками демонструє значний прогрес у застосуванні інноваційних технологій та методів. Це дає можливість створювати ефективні, надійні та естетично привабливі конструкції, які відповідають високим вимогам сучасного будівництва.

РОЗДІЛ 2

ЧИСЕЛЬНО-АНАЛІТИЧНИЙ ПІДХІД ДО РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ

2.1. Аналітичний розрахунок сталезалізобетонної балки за граничними станами відповідно до нормативних методик та наукових досліджень

Для забезпечення послідовності дослідження виконано аналітичний розрахунок балки відповідно до положень будівельної механіки та методики розрахунку композитних конструкцій з визначенням внутрішніх зусиль, нормальних напружень та прогинів конструкції.

Для оцінювання роботи балки за різних рівнів навантаження в розділі наведено розрахункові схеми та приклади перевірки конструкції за граничними станами першої та другої груп. Окрему увагу приділено аналізу роботи балки за двома стадіями, що дає змогу оцінити зміну жорсткості конструкції та перерозподіл внутрішніх зусиль після втрати бетонним ядром несної здатності.

Після виконання аналітичного розрахунку проведено комп'ютерне моделювання балки у програмному комплексі ПК ЛПРА-САПР. Числове моделювання використовувалося для перевірки адекватності обраної розрахункової схеми та подальшого порівняння результатів моделювання з експериментальними даними, наведеними у третьому розділі дисертаційної роботи.

Для оцінювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонної балки було взято проліт $L=9\text{ м}$ як розрахунковий для перевірки роботи конструкції в умовах, наближених до експлуатаційних, а також для можливостей подальшого порівняння результатів аналітичного розрахунку з числовим моделюванням та експериментальними дослідженнями.

Схему обпирання балки взято шарнірно-рухому – шарнірно не рухому. Така схема дає змогу детальніше оцінити характер розподілу внутрішніх зусиль уздовж прольоту балки та визначити максимальні згинальні моменти і вертикальні переміщення у центральній частині конструкції.

Конструкція балки складається з таких елементів:

- нижня сталеві пластина завширшки 350 мм та завтовшки 20 мм;
- дві бокові пластини заввишки 320 мм та завтовшки 3 мм;
- бетонне ядро;
- верхнє армування 4Ø16 класу А500С.

Для виготовлення сталеві оболонки використано сталь класу S300 з розрахунковою межею текучості $f_y = 300 \text{ МПа}$. У подальшому розрахунку розглядалися балки з бетонним ядром класів С25/30 та С20/25.

Визначення геометричних характеристик балки

На першому етапі розрахунку визначалися геометричні характеристики перерізу балки, необхідні для подальшого визначення жорсткості конструкції, внутрішніх зусиль та нормальних напружень.

Площа нижньої пластини балки розраховувалася за формулою (2.1):

$$A_1 = b \cdot t, \quad (2.1)$$

де $b = 350 \text{ мм}$ – ширина пластини; $t = 20 \text{ мм}$ – товщина пластини.

Площа двох бокових пластин балки визначалася за формулою (2.2):

$$A_2 = 2 \cdot b \cdot t, \quad (2.2)$$

де $h = 320 \text{ мм}$ – ширина пластини; $t = 3 \text{ мм}$ – товщина пластини.

Площа верхнього армування розраховувалася за формулою (2.3):

$$A_{arm} = n \cdot \frac{\pi d^2}{4}, \quad (2.3)$$

де $n = 4$ – кількість арматурних стрижнів; $d = 16 \text{ мм}$ – товщина пластини.

Отримані геометричні характеристики використовувалися для визначення жорсткості балки та оцінювання її несної здатності.

Визначення розрахункового навантаження

Розрахункове навантаження на балку визначалося з урахуванням власної маси сталеві оболонки, бетонного ядра та зовнішнього експлуатаційного навантаження.

Власна маса сталеві оболонки розраховувалася за залежністю (2.4):

$$g_s = A_s \cdot \gamma_s, \quad (2.4)$$

де $A_s = 0,00892\text{м}^2$; $g_s = 78,5\text{кН/м}^3$ – питома вага сталі.

Орієнтовна вага бетонного ядра становить $g_s = 2,5\text{кНм}$. Повне розрахункове навантаження визначалося за формулою (2.5):

$$q = g_s + g_c + g_{ext}. \quad (2.5)$$

Для подальшого розрахунку взято $q = 18\text{кНм}$. Таке навантаження дає змогу оцінити роботу балки в умовах експлуатаційного режиму та визначити характер зміни внутрішніх зусиль уздовж прольоту конструкції.

Визначення опорних реакцій

Оскільки навантаження симетричне відносно середини прольоту балки, реакції опор визначаються за формулою (2.6):

$$R_A = R_B = \frac{qL}{2} = 81\text{кН}. \quad (2.6)$$

Отримані реакції використовувалися для побудови епюри поперечних сил та згинальних моментів.

Визначення поперечної сили

Максимальна поперечна сила виникає у приопорній зоні балки $Q_{max} = R_A$. Найбільші поперечні сили виникають поблизу опор балки та поступово зменшуються у напрямку до середини прольоту конструкції.

Визначення максимального згинального моменту.

Для однопролітної балки за рівномірно розподіленого навантаження максимальний згинальний момент розраховується за формулою (2.7):

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8}. \quad (2.7)$$

Максимальний згинальний момент виникає у центральній частині прольоту балки, де спостерігаються найбільші нормальні напруження та максимальні вертикальні переміщення конструкції.

Визначення нормальних напружень

Для балки з бетонним ядром класу С25/30 приведений момент опору композитного перерізу береться $W = 1,1 \cdot 10^6\text{мм}^3$. Нормальні напруження розраховуються за формулою (2.8):

$$\sigma = \frac{M}{W}. \quad (2.8)$$

Після підстановки значень $\sigma = 165,7 \text{ МПа}$. Перевірка умови міцності виконувалася за умови (2.9):

$$\sigma \leq f_y. \quad (2.9)$$

Після підстановки значень:

$$165,7 \leq 300 \text{ МПа}.$$

Отримані результати після перевірки засвідчили, що конструкція працює у пружній стадії та має достатній запас міцності.

Визначення прогину балки.

Прогин балки розраховувався за класичною залежністю (2.10) будівельної механіки:

$$f = \frac{5qL^4}{384EI}, \quad (2.10)$$

де E – модуль пружності композитного матеріалу; I – момент інерції балки.

Для обраного конструктивного рішення та навантаження прогин балки становить $f = 46 - 52 \text{ мм}$.

Для оцінювання впливу класу бетону на роботу сталезалізобетонної балки додатково виконано аналітичний розрахунок конструкції з бетонним ядром C20/25. Розрахунок здійснювався для балки аналогічної геометрії, схеми обпирання та умов навантаження, що дає змогу порівняти характер роботи конструкції під час використання бетонів різної міцності.

Основною метою цього розрахунку є визначення впливу зменшення міцності та модуля пружності бетону на жорсткість композитного перерізу, величину прогинів та розподіл внутрішніх зусиль у балці. У зв'язку зі зниженням фізико-механічних характеристик бетону класу C20/25 очікується збільшення деформативності конструкції та підвищення рівня напружень у сталевій оболонці балки.

Розрахунок балки з бетонним ядром класу C20/25 виконувався аналогічно попередньому розрахунку балки з бетоном класу C25/30. У зв'язку зі зміною

класу бетону було виконано повторне визначення нормальних напружень та прогинів балки зважаючи на зменшення модуля пружності й жорсткості бетонного ядра.

Для балки з бетонним ядром класу C20/25 модуль пружності приймається $E = 30 \text{ ГПа}$. Через зменшення жорсткості бетонного ядра відбувається збільшення деформативності композитного перерізу та зростання вертикальних переміщень балки. Для балки з бетонним ядром класу C20/25 приведений момент опору композитного перерізу $W = 1,1 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$. Нормальні напруження визначалися за формулою (2.8) і дорівнюють $\sigma = 182,25 \text{ МПа}$, тоді умова міцності набуває вигляду:

$$182,25 \leq 300 \text{ МПа}.$$

Отримані результати показують, що навіть у разі використання бетону нижчого класу конструкція забезпечує необхідну несну здатність, однак характеризується більшою деформативністю $f = 60 - 68 \text{ мм}$.

Унаслідок виконаного аналітичного розрахунку сталезалізобетонних балок з бетонним ядром класів C25/30 та C20/25 було встановлено вплив міцнісних та деформаційних характеристик бетону на роботу композитної конструкції.

Порівняння результатів показало, що в разі використання бетону класу C20/25 спостерігається зменшення жорсткості балки та збільшення її деформативності порівняно з балкою на бетоні класу C25/30. За таких умов геометричні характеристики перерізу, схема обпирання та навантаження залишаються незмінними, що дало можливість об'єктивно оцінити саме клас бетону на роботу конструкції.

У балці з бетонним ядром C25/30 максимальні нормальні напруження становили $\sigma = 165,7 \text{ МПа}$ тоді як для балки з бетоном класу C20/25 $\sigma = 182,25 \text{ МПа}$. Отже, зменшення класу бетону призвело до збільшення нормальних напружень приблизно на 10 %. Аналогічна тенденція спостерігається і під час оцінювання вертикальних переміщень конструкції. Для балки з бетонним ядром класу C25/30 прогин становив $f = 46 - 52 \text{ мм}$, тоді як

для балки з бетоном C20/25 $f = 60 - 68$ мм. Отже, використання бетону нижчого класу призвело до збільшення прогинів орієнтовно на 25–30 %.

Отримані результати свідчать про те, що підвищення класу бетону позитивно впливає на жорсткість композитного перерізу та забезпечує зменшення деформацій балки під час експлуатаційного навантаження. Водночас обидва розглянуті варіанти конструкції забезпечують необхідну несну здатність та працездатність у межах обраної розрахункової схеми. Отримані результати аналітичного розрахунку були використані для подальшого аналізу роботи балки за двома стадіями та побудови числової моделі у програмному комплексі ПК ЛІРА-САПР.

2.2. Теоретичні основи та методика розрахунку сталезалізобетонної балки за несною здатністю та експлуатаційною придатністю

Розрахунок сталезалізобетонних балок виконується відповідно до положень ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1 [14], ДБН В.2.6-160 [4] та чинних положень Eurocode 4 [16], які регламентують проєктування сталезалізобетонних конструкцій. Основною особливістю таких конструкцій є сумісна робота сталевого профілю та бетону, що забезпечує систему анкерних упорів. Завдяки об'єднанню двох матеріалів у спільну систему забезпечується підвищення жорсткості та несучої здатності конструкцій за одночасного зменшення власної маси елементів.

Питання дослідження та проєктування сталезалізобетонних конструкцій широко розглядалися у працях українських науковців: Л. І. Стороженка [57, 60, 63, 66, 73, 78], О. В. Семка [42, 43, 46, 48, 49, 51, 52, 57, 73], О. В. Воскобійника [29, 46, 48, 49], А. Г. Гасенка [30, 31, 49, 51, 90], В.Д. Бібік [46, 25, 26], А.І. Буракас [28], Ф. Є. Клименка [36 та 37], та ін. Значний внесок у розвиток теорії і практики розрахунку сталезалізобетонних конструкцій зробив професор Л. І. Стороженко, роботи якого присвячені питанням сумісної роботи сталі та бетону, міцності, тріщиностійкості та деформативності композитних елементів.

Методика розрахунку, подана на рис. 2.1, відображає загальну послідовність перевірок сталезалізобетонної балки за граничними станами першої та другої груп. Розрахунок виконується поетапно, оскільки на різних

стадіях роботи конструкції змінюється її розрахункова схема та характер взаємодії між сталевую та бетонною складовими.

На першому етапі задаються вихідні параметри сталезалізобетонної балки, що визначають її конструктивну схему, геометрію та фізико-механічні характеристики матеріалів. До основних параметрів належать: проліт балки, тип статичної схеми, геометричні характеристики сталевого профілю, товщина та ефективна ширина бетонної плити, клас бетону, клас конструкційної сталі, характеристики арматури, тип, діаметр і крок анкерних упорів, а також величини навантажень і їх комбінації. Додатково враховуються умови закріплення балки, які впливають на характер роботи конструкції та розподіли внутрішніх зусиль.

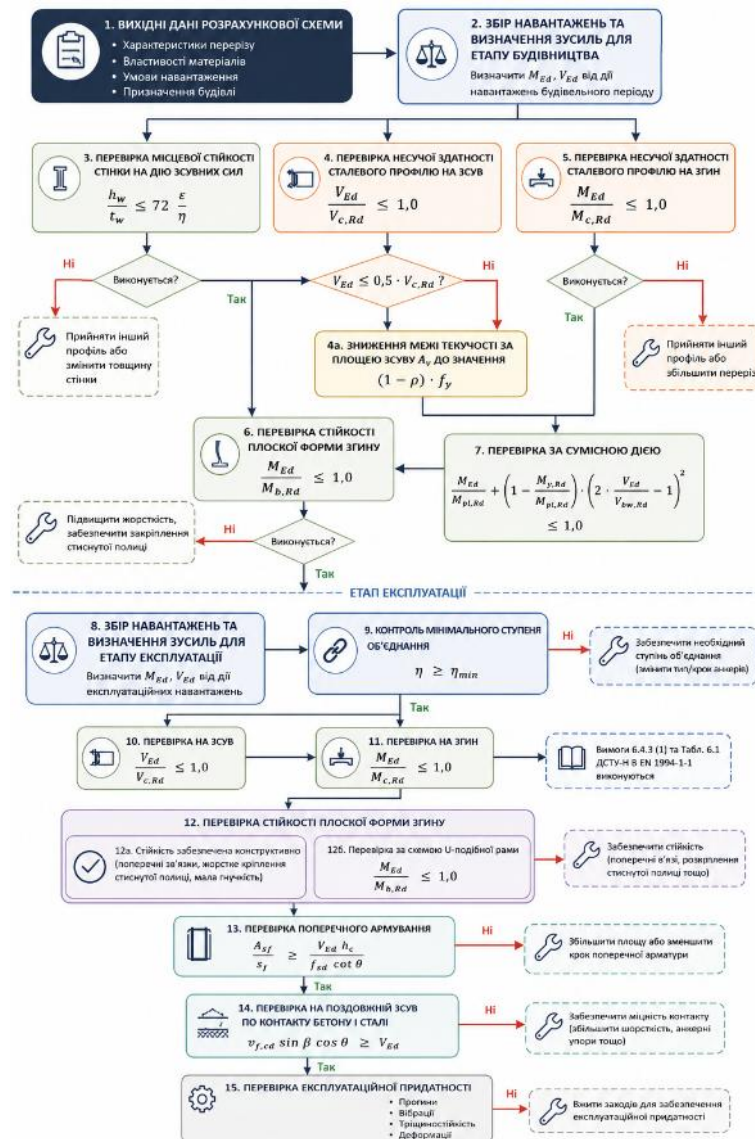


Рисунок 2.1 – Блок-схема розрахунку сталезалізобетонної балки за несною здатністю

Після задання вихідних параметрів визначаються основні геометричні характеристики поперечного перерізу сталезалізобетонної балки. На цьому етапі обчислюються площа сталевих частин перерізу та площа бетонної плити, що беруть участь у спільній роботі конструкції. Далі визначається положення центра ваги приведенного перерізу, яке залежить від співвідношення жорсткостей та площ окремих елементів.

Наступним етапом є визначення моменту інерції та моменту опору перерізу відносно нейтральної осі. Ці характеристики використовуються для оцінювання жорсткості балки, визначення нормальних напружень і перевірки несної здатності конструкції. Для забезпечення коректного врахування спільної роботи сталі та бетону формується приведений переріз, у якому бетонна частина приводиться до еквівалентного сталевих перерізу за допомогою коефіцієнта приведення модулів пружності. Отримані характеристики приведенного перерізу використовуються у подальших розрахунках напружено-деформованого стану, прогинів та перевірці граничних станів балки.

На стадії монтажу бетонна суміш ще не набрала проектної міцності, тому бетон не бере повноцінної участі в роботі конструкції. У цей період сталевий профіль працює як окремий несний елемент. Саме тому перевірки на стадії будівництва виконують переважно для сталевих балки без урахування композитної роботи.

На цьому етапі визначають навантаження від:

- власної ваги сталевих профілю;
- ваги свіжоскладеного бетону;
- настилу та опалубки;
- монтажних навантажень;
- тимчасових технологічних навантажень.

За обраною розрахунковою схемою визначають максимальні значення згинального моменту M_{Ed} та поперечної сили V_{Ed} .

Першою перевіркою є оцінювання несної здатності сталевих профілю під час згину за формулою (2.11):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.11)$$

де M_{Ed} – розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження;
 $M_{c,Rd}$ – розрахункова несна здатність сталевого профілю.

Ця перевірка дає змогу оцінити, чи забезпечується міцність балки під час роботі лише сталевого елемента без участі бетонної плити. У разі невиконання умови необхідно збільшити жорсткість або несну здатність профілю.

Наступним етапом є перевірка місцевої стійкості стінки балки на дію поперечних сил. Для тонкостінних профілів існує небезпека локальної втрати стійкості стінки ще до досягнення граничних напружень у матеріалі. Перевірка виконується за умовою (2.12):

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta}, \quad (2.12)$$

де h_w – висота стінки профілю; t_w – товщина стінки; ε – коефіцієнт, що враховує клас сталі.

Після цього виконується перевірка балки за поперечною силою V_{Ed} за формулою (2.13).

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0, \quad (2.13)$$

де $V_{c,Rd}$ – розрахункова несна здатність перерізу на зсув.

Якщо значення поперечної сили перевищує половину граничного значення, необхідно враховувати взаємний вплив згину та зсуву зниженням розрахункової межі текучості сталі. Такий підхід передбачений положеннями Єврокоду 4 та дає змогу врахувати складний напружений стан стінки балки.

Після перевірки міцності виконується оцінювання загальної стійкості балки, тобто перевірка стійкості плоскої форми згину. Для балок із недостатнім закріпленням стиснутої полиці можлива втрата стійкості у вигляді бічного викривлення. Умова перевірки має вигляд (2.14):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{d,Rd}} \leq 1,0. \quad (2.14)$$

Після набору бетоном проєктної міцності конструкція переходить у стадію сумісної роботи сталі та бетону. На цьому етапі бетон долучається до роботи перерізу та сприймає стискальні напруження, тоді як сталевий профіль переважно працює на розтяг.

Для стадії експлуатації виконується повторне збирання навантаження, до якого належать:

- власна вага конструкції;
- постійні навантаження;
- тимчасові експлуатаційні навантаження;
- корисне навантаження;
- снігові та інші спеціальні навантаження.

Після визначення внутрішніх зусиль перевіряється ступінь зсувного об'єднання між сталевією балкою та бетонною плитою за формулою (2.15):

$$\eta \geq \eta_{\min}, \quad (2.15)$$

де η – фактичний ступінь об'єднання.

Ця умова забезпечує сумісну роботу елементів та запобігає ковзанню між сталевією і бетонною частинами конструкції. Недостатній ступінь об'єднання призводить до зменшення жорсткості та збільшення прогинів балки. Після цього виконується перевірка балки на згин та зсув з урахуванням композитної роботи матеріалів. Додатково перевіряється стійкість плоскої форми згину та виконання конструктивних вимог щодо закріплення балки.

Окрему увагу приділяють перевірці поперечного армування та перевірці повздовжнього зсуву по контакту сталі й бетону. Необхідність цих перевірок підтверджується експериментальним дослідженням Ф. Є. Клименка [36 та 37] та інших українських науковців, які встановили, що під час навантажень, близьких до граничних, у бетонній плиті виникають похилі та повздовжні тріщини, які можуть призводити до втрати сумісної роботи конструкції.

Отже, наведена схема допомагає послідовно виконати повний розрахунок сталезалізобетонної балки зважаючи на вимоги міцності, стійкості, тріщиностійкості та експлуатаційної придатності конструкції відповідно до

чинних нормативних документів.

Розрахунок сталезалізобетонної балки за експлуатаційною придатністю виконується відповідно до положень ДСТУ-Б EN 1994-1-1 [14], який регламентує порядок визначення прогинів та оцінювання деформативності композитних конструкцій. Структурну схему розрахунку сталезалізобетонної балки за експлуатаційною придатністю показано на рис.2.2.

На відміну від перевірок за несною здатністю, де основною умовою є забезпечення міцності та стійкості конструкції, розрахунок за експлуатаційною придатністю спрямований на оцінювання поведінки балки під дією експлуатаційних навантажень протягом тривалого часу. Основною метою цього розрахунку є забезпечення допустимих прогинів, обмеження коливань конструкції, а також запобігання надмірному тріщеноутворенню в бетонній плиті.

Для сталезалізобетонних конструкцій питання деформативності особливо важливе, оскільки бетонна плита та сталевий профіль мають різні фізико-механічні властивості та по-різному реагують на тривалу дію навантаження. У бетоні з часом розвиваються процеси повзучості та усадки, які призводять до поступового збільшення прогинів балки навіть за незмінного навантаження. Як показують дослідження українських науковців Л. І. Стороженка [63], А. Г. Семка [46], саме довготривалі деформації часто визначальні під час проєктування сталезалізобетонних перекриттів великих прольотів.

Відповідно до схеми, поданої на рис. 2.2, першим етапом є перевірка балки за несною здатністю (див. рис. 2.1). Виконання цієї умови обов'язкове, оскільки розрахунок за експлуатаційною придатністю допускається лише після підтвердження міцності та стійкості конструкції. Після цього враховуються реологічні властивості бетону, а саме:

- повзучість;
- усадка;
- тривалість дії навантаження;
- характер навантаження;
- стадійність роботи конструкції.

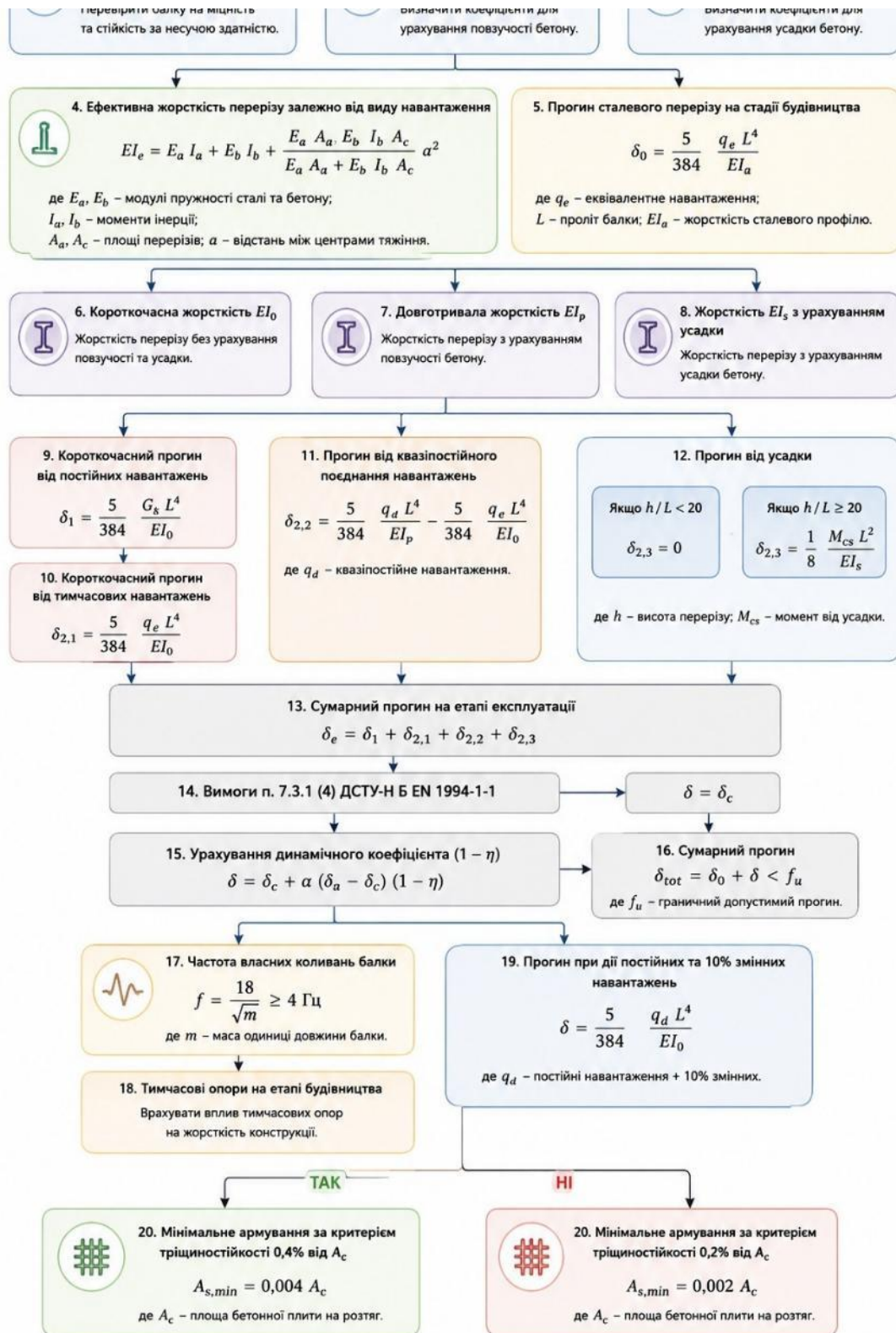


Рисунок 2.2 – Блок схема розрахунку сталезалізобетонної балки за експлуатаційною придатністю

Урахування цих чинників дає змогу визначити реальну жорсткість сталезалізобетонного перерізу на різних етапах роботи конструкції.

Наступним етапом, відповідно до рис.2.2, є визначення ефективної

жорсткості композитного перерізу залежно від виду навантаження за формулою (2.16). Для цього використовується приведений переріз, який враховує сумісну роботу сталевих профілю та бетонної плити:

$$Ei_e = E_a I_a + E_c I_c + \frac{E_a A_a \cdot E_c A_c}{E_a A_a + E_c A_c} \cdot a^2, \quad (2.16)$$

де E_a, E_c – модулі пружності сталі та бетону; I_a, I_c – моменти інерції сталевих та бетонних частин; A_a, A_c – площі перерізів; a – відстань між центрами ваги складових елементів.

Ця залежність дає змогу врахувати вплив сумісної роботи матеріалів на загальну жорсткість балки. За таких умов бетонна плита працює переважно на стиск, а сталевий профіль – на згин.

Оскільки на стадії будівництва бетон ще не набрав проектної міцності, прогин балки на цьому етапі визначається лише для сталевих профілів. Згідно зі схемою рис. 2.2, прогин сталевих балок визначається за формулою (2.17):

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e L^4}{EI_a}; \quad (2.17)$$

де q_e – еквівалентне навантаження; L – проліт балки; EI_a – жорсткість сталевих балок.

Отриманий прогин береться до уваги під час визначення деформації конструкції на стадії експлуатації.

Після цього, відповідно до алгоритму, визначаються три типи жорсткості перерізу:

- короткочасна жорсткість EI_0 ;
- довготривала жорсткість EI_p ;
- жорсткість EI_s , що відповідає ефектам усадки.

Короткочасна жорсткість EI_0 характеризує миттєву роботу конструкції без урахування реологічних процесів у бетоні. Довготривала жорсткість EI_p зважає на вплив повзучості, внаслідок якої жорсткість балки поступово зменшується. Жорсткість EI_s використовується під час визначення додаткових деформацій,

викликаних усадкою бетонної плити.

Наступним етапом є визначення окремих складових прогину балки. Короткочасний прогин від постійних навантажень розраховується за формулою (2.18):

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{G_k L^4}{EI_0}, \quad (2.18)$$

де G_k – постійне навантаження.

Короткочасний прогин від тимчасових навантажень визначається за формулою (2.19):

$$\delta_{2,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e L^4}{EI_a}. \quad (2.19)$$

Для врахування тривалого впливу навантаження використовується вираз (2.20):

$$\delta_{2,2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d L^4}{EI_p} - \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e L^4}{EI_0}, \quad (2.20)$$

де q_d – квазіпостійне навантаження.

Усадка бетонної плити викликає додаткові деформації композитної балки. У разі невеликої висоти перерізу вплив усадки може не враховуватися:

$$\delta_{2,3} = 0.$$

Для гнучкіших конструкцій прогин від усадки визначається за залежністю (2.21):

$$\delta_{2,3} = \frac{1}{8} \frac{M_{cs} L^2}{EI_s}, \quad (2.21)$$

де M_{cs} – момент від усадки бетону.

Загальний прогин на стадії експлуатації розраховується як сума окремих складових:

$$\delta_e = \delta_1 + \delta_{2,1} + \delta_{2,2} + \delta_{2,3}.$$

Отримане значення порівнюється з допустимими прогинами, встановленими нормативними документами.

Для балок, чутливих до коливань, виконується уточнення прогину, зважаючи на динамічний коефіцієнта, за формулою (2.22):

$$\delta = \delta_c + \alpha \cdot (\delta_a - \delta_c) \cdot (1 - \eta), \quad (2.22)$$

де α – коефіцієнт впливу; η – коефіцієнт демпфування.

Для забезпечення комфортної експлуатації конструкції визначається частота власних коливань балки за формулою (2.23):

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta}} \geq 4 \text{ Гц}. \quad (2.23)$$

Недостатня частота коливань може призводити до виникнення вібрацій та дискомфорту під час експлуатації.

На завершальному етапі визначається мінімальна площа армування бетонної плити за критерієм тріщиностійкості.

У разі наявності тимчасових опор за формулою (2.24):

$$A_{s,\min} = 0,004 A_c. \quad (2.24)$$

За відсутності тимчасових опор за формулою 2.25:

$$A_{s,\min} = 0,002 A_c, \quad (2.25)$$

де A_c – площа бетонної плити що працює на розтяг.

Отже, за цією схемою можна послідовно визначити деформації сталезалізобетонної балки, оцінити її жорсткість, експлуатаційну придатність та забезпечити виконання нормативних вимог щодо прогинів, коливань і тріщиностійкості конструкції.

2.3. Чисельне моделювання та розрахунок у ПК ЛІРА-САПР

Комп'ютерну модель сталезалізобетонної балки (рис. 2.3) розроблено з використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР з метою визначення напружено-деформованого стану конструкції та подальшого порівняння отриманих результатів із даними аналітичного розрахунку, наведеного у попередньому підрозділі. Візуалізація внутрішнього армування балки (рис. 2.4), дає змогу детально проаналізувати розташування повздовжньої та поперечної арматури в межах конструкції, а також особливості їх взаємного розміщення у поперечному перерізу балки.

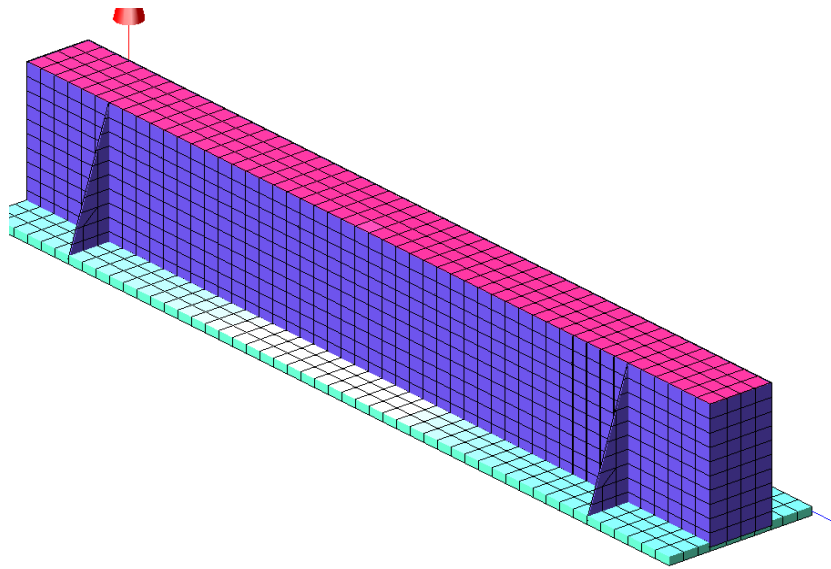


Рисунок 2.3 – Скінченно-елементна модель сталезалізобетонної балки

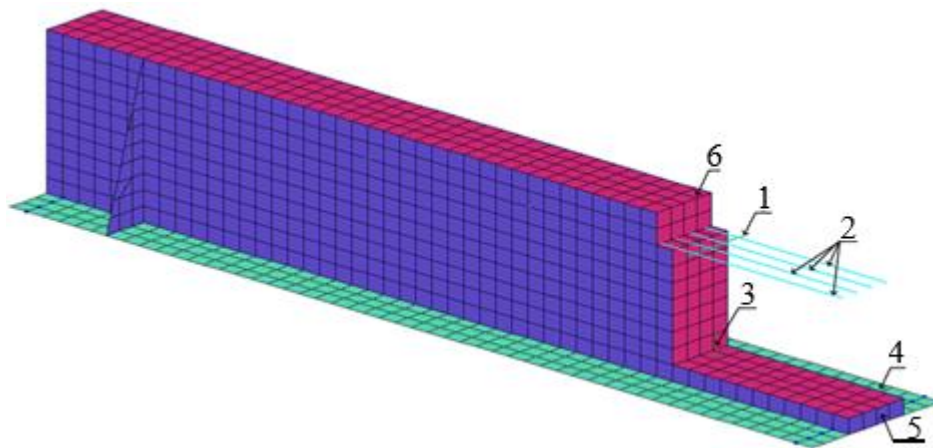


Рисунок 2.4 – Просторова модель балки з відображенням внутрішнього армування:

- 1 – поздовжня арматура $\varnothing 12$; 2 – поперечна (робоча) арматура $\varnothing 16$;
 3 – анкерна арматура $\varnothing 6$; 4 – нижня металева пластина балки $t = 20$ мм;
 5 – вертикальна пластина балки $t = 3$ мм; 6 – бетон

Розрахунок балки виконано із застосуванням фізично нелінійного методу аналізу, що дає можливість врахувати нелінійну роботу матеріалів, розвиток пластичних деформацій у сталевих елементах та зміну жорсткості конструкції під дією навантаження. У розрахунках розглянуто два варіанти навантаження балки:

- зосереджене навантаження, прикладене у чотирьох точках;
- рівномірно розподілене навантаження по довжині балки.

Основні геометричні параметри балки, фізико-механічні характеристики матеріалів, а також параметри скінченних елементів (табл. 2.1), використаних під час побудови комп'ютерної моделі, взято відповідно до вихідних даних,

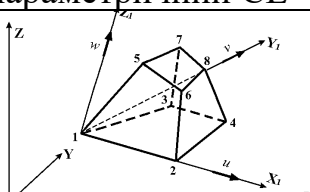
наведених у розділі 3 цієї дисертаційної роботи, що забезпечує узгодженість між аналітичним та чисельними етапами дослідження.

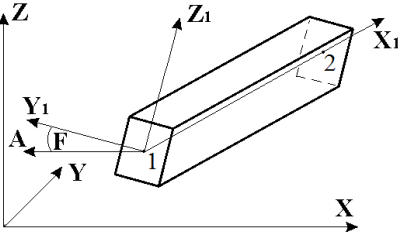
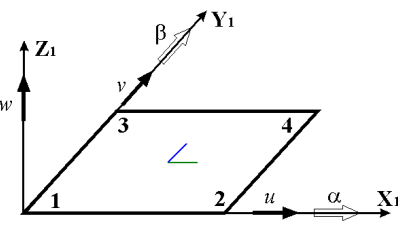
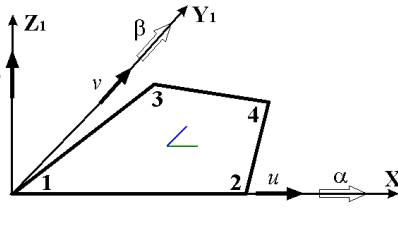
Розрахункову схему було взято у вигляді просторової скінченно-елементної моделі, сформованої зі стрижневих та оболонкових скінченних елементів, характеристики яких наведено в табл. 2.1. Побудована модель забезпечує можливість адекватного відтворення напружено-деформованого стану сталезалізобетонної конструкції зважаючи на особливості сумісної роботи сталевих елементів та бетонного заповнення балки.

Таблиця 2.1 – **Фізико-механічні та геометричні параметри конструктивних елементів у розрахунковій моделі балки**

№ з/п	Назва елемента	Фізико-механічні та геометричні параметри	Положення в конструктивній схемі будівлі
1	3D CE	$E = 32,0e+003, \nu = 0,25, R_0 = 2,5$	Бетон C25/30
		$E = 30,0e+003, \nu = 0,25, R_0 = 2,5$	Бетон C20/25
2	Пластина Н20 мм	$H = 20, E = 21,0e+003, \nu = 0,25, R_0 = 79,98$	Нижня пластина
3	Пластина Н3 мм	$H = 3, E = 21,0e+003, \nu = 0,25, R_0 = 79,98$	Вертикальні пластини
4	Круг Ø16	$B = 16, E = 2,06e+005, \nu = 0,25, R_0 = 7,85$	Робоча арматура
5	Круг Ø12	$B = 12, E = 2,06e+005, \nu = 0,25, R_0 = 7,85$	Вертикальна арматура
6	Круг Ø6	$B = 6, E = 2,06e+005, \nu = 0,25, R_0 = 7,85$	Арматурні анкери

Таблиця 2.2 – **Опис типів скінченних елементів, використаних у комп'ютерній моделі споруди**

№	Найменування CE	Площина розміщення	Ступінь вільності	Коментарі
36	Універсальний просторовий восьмивузловий ізопараметричний CE	Довільно	X, Y, Z	Допускається врахування ортотропії
				

№	Найменування СЕ	Площина розміщення	Ступінь вільності	Коментарі
10	Універсальний просторовий стрижневий СЕ 	Довільно	X, Y, Z UX, UY, UZ	Стрижень має місцеву праву декартову систему координат $X1, Y1, Z1$, відносно якої визначаються зусилля і задаються місцеві навантаження. Вісь $X1$ напрямлена вздовж стрижня від початку (перший вузол) до кінця (другий вузол). Осі $Y1$ і $Z1$ є головними центральними осями інерції. Вісь $Z1$ завжди напрямлена у верхній півпростір.
41	Універсальний прямокутний КЕ оболонки 	Довільно	X, Y, Z UX, UY, UZ	Ступені вільності X, Y відповідають мембранним, а Z, UX, UY – згинальним деформаціям. Кут повороту UZ не входить у число вузлових параметрів, що визначають деформації елемента і в місцевій системі координат дорівнює нулю.
44	Універсальний чотирикутний КЕ оболонки 	Довільно	X, Y, Z UX, UY, UZ	Ступені вільності $X(u), Y(v)$ відповідають мембранним, а $Z(w), UX(\alpha), UY(\beta)$ – згинальним деформаціям. Кут повороту $UZ(\gamma)$ не входить у число вузлових параметрів, що визначають деформації елемента і в місцевій системі координат дорівнює нулю.

Навантаження прикладалося до нижньої полки сталеві балки відповідно до обраної розрахункової схеми навантаження (див. розд. 3, рис. 3.1), що дає змогу відтворити характер роботи конструкції в умовах експлуатаційного навантаження. Для визначення навантажень були складені розрахункові сполучення навантажень, що містять статичні навантаження (табл. 2.3). Коефіцієнти в таблиці взято відповідно до вимог [22].

Таблиця 2.3 – Комбінація сполучень навантажень для розрахунку зусиль у конструктивних елементах

№ з/п	Найменування навантаження	Розрахункові сполучення навантажень
1	Постійне	1,25
2	Постійне	1

Отже, сформовані розрахункові сполучення навантажень забезпечують можливість комплексного оцінювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонної балки в умовах, наближених до експлуатаційних. Використання зазначених навантажень у межах чисельного моделювання дає можливість дослідити особливості розподілу напружень, розвитку деформацій та характеру сумісної роботи сталевих і бетонних елементів конструкції. У наступному підрозділі наведено результати моделювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонної балки, виконано аналіз характеру роботи конструкції за різних схем навантаження та оцінено вплив конструктивних особливостей на її несну здатність та деформативність.

2.3.1. Аналіз результатів чисельного моделювання

Балка БС-1

На основі скінченно-елементної моделі виконано чисельний розрахунок сталезалізобетонної балки у фізично нелінійній постановці. Унаслідок проведеного аналізу отримано параметри напружено-деформованого стану конструкції, зокрема розподіл напружень, деформацій та переміщень за дії різних схем навантаження.

Закріплення моделі бралось відповідно до умов проведення експериментальних досліджень. Навантаження прикладалися у вигляді зосереджених сил у контрольованих точках балки. На першому етапі чисельного моделювання було реалізовано сумісну роботу бетонного ядра та сталеві оболонки. Для цього між елементами бетону та металеві оболонки були введені зв'язки, що забезпечували спільне деформування конструкції за дії зовнішнього навантаження. Такий підхід дав змогу відтворити початкову стадію роботи балки, за якої бетон та стальова оболонка працюють як єдина система. На рис. 2.5 показано деформовану схему балки на першій стадії ядра та сталеві оболонки.

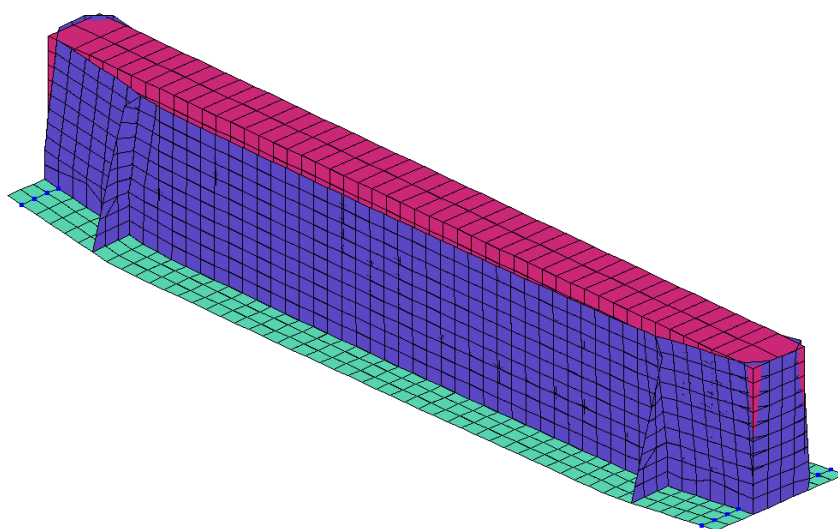


Рисунок 2.5 – Деформована схема балки за сумісної роботи бетонного ядра та сталеві оболонки

У процесі навантаження балки спостерігалось поступове збільшення внутрішніх зусиль та напружень у найбільш навантажених ділянках конструкції. Основна робота балки відбувалася за згинальною схемою, через що найбільші значення згинальних моментів виникали у середній частині прольоту, де діє максимальний згинальний момент у разі симетричного навантаження.

На першому етапі аналіз отриманих результатів показав, що максимальні значення M_y (рис. 2.6) концентруються у місці прикладання навантаження балки, тоді як у приопорних зонах їх величина поступово зменшується. Додатково виконано аналіз згинальних моментів M_x (рис. 2.7), які характеризують просторову (позаплощинну) роботу конструкції. Отримані

значення M_x значно менші порівняно з M_y , що свідчить про незначний вплив кручення та поздовжньо-поперечного згину на загальну роботу балки.

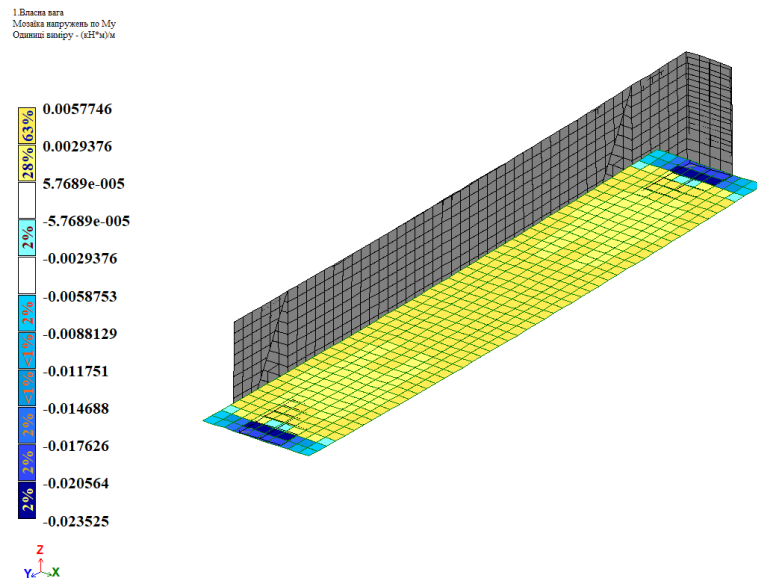


Рисунок 2.6 – Мозаїка напружень по M_y сталезалізобетонної балки на першій стадії балки БС-1

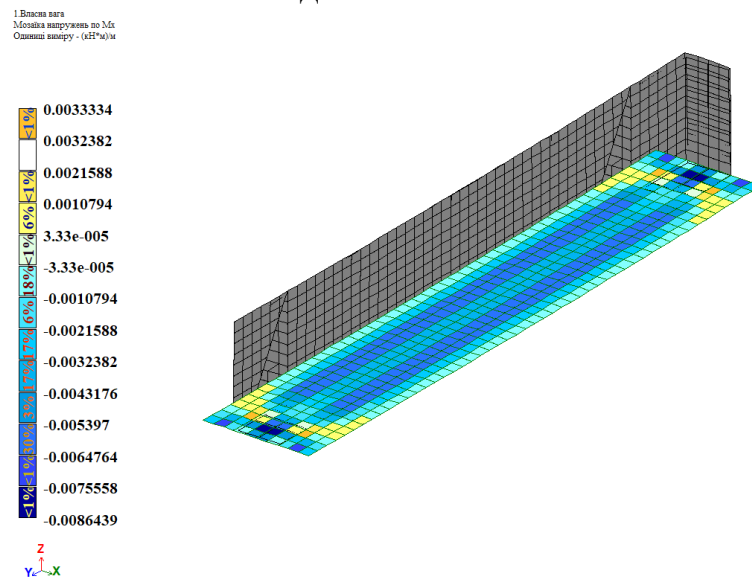


Рисунок 2.7 – Мозаїка напружень по M_x сталезалізобетонної балки на першій стадії балки БС-1

На першій стадії деформування також спостерігалися переважно пружні переміщення вздовж осі Z (рис. 2.8), які мали рівномірний характер і не супроводжувалися істотними локальними концентраціями деформацій, що свідчить про початкову стадію сумісної роботи сталевих та бетонних елементів.

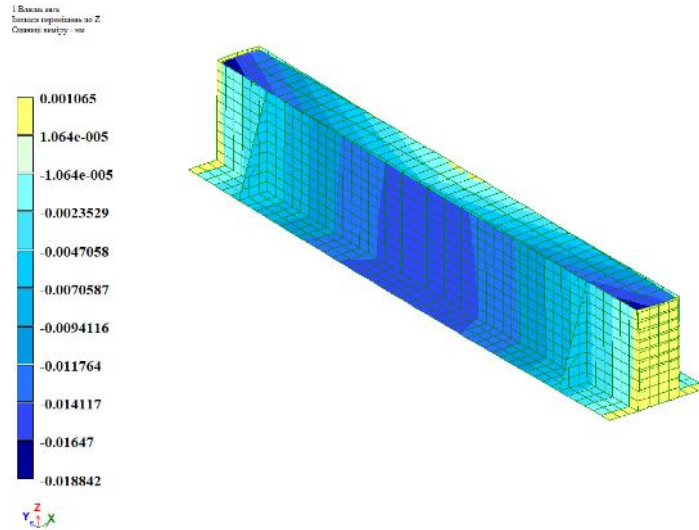


Рисунок 2.8 – Вертикальні переміщення по осі Z металеві оболонки на першій стадії балки БС-1

Після досягнення граничного стану бетонного ядра в розрахунковій схемі було реалізовано другу стадію роботи конструкції. На цьому етапі бетонне ядро було вилучене з моделі, унаслідок чого подальше сприйняття навантаження повністю забезпечувалося сталеві балкою. Після переходу до другої стадії роботи конструкції спостерігалось суттєве збільшення вертикальних переміщень Z (рис. 2.9), що свідчить про зниження загальної жорсткості системи після втрати бетонної складової. Загалом встановлено, що після переходу до другої стадії роботи конструкції відбулося суттєве збільшення рівня згинальних моментів M_y , M_x (рис. 2.10, 2.11).

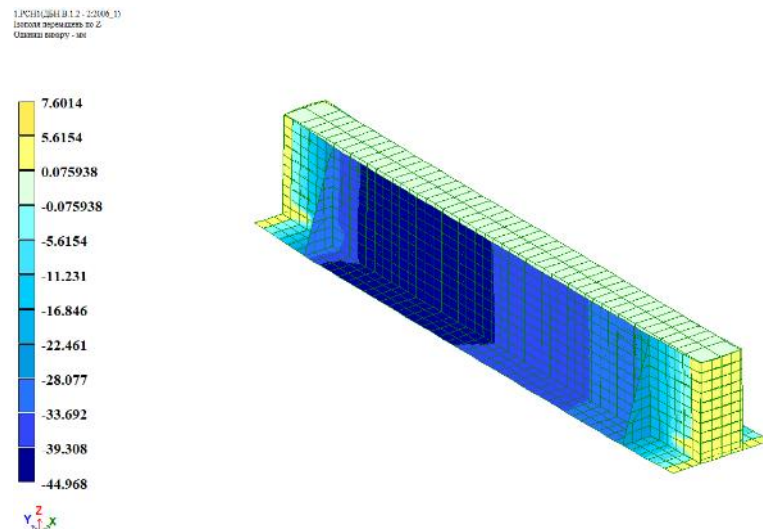


Рисунок 2.9 – Вертикальні переміщення по осі Z металеві оболонки після переходу до другої стадії балки БС-1

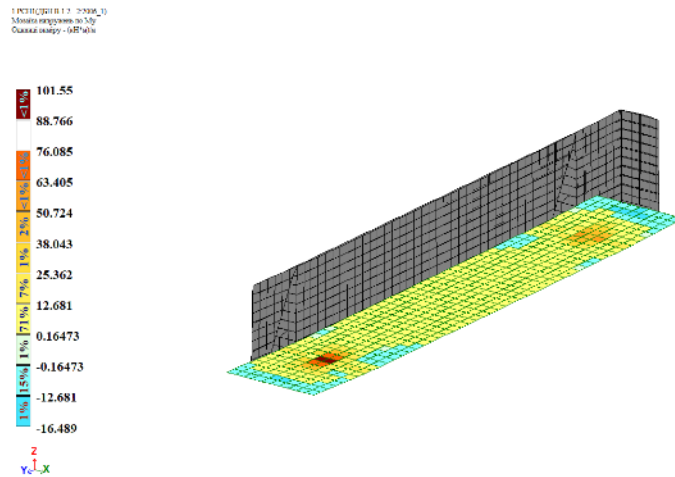


Рисунок 2.10 – Мозаїка напружень по M_y сталезалізобетонної балки на першій стадії

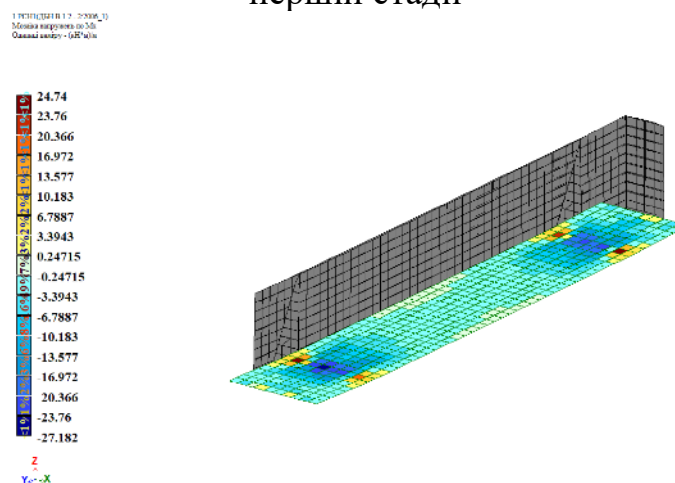


Рисунок 2.11 – Мозаїка напружень по M_x сталезалізобетонної балки на першій стадії балки БС-1

Балка БС-2

Після проведення чисельного моделювання балки з бетонним ядром класу С25/30 аналогічний підхід було застосовано для моделі з використанням бетону класу С20/25. Геометричні параметри балки, схема навантаження та граничні умови залишалися незмінними, що забезпечило коректне порівняння впливу міцності бетонного ядра на напружено-деформований стан конструкції.

На першій стадії роботи для балки з бетоном класу С20/25 також була реалізована сумісна робота бетонного ядра та сталеві оболонки. У процесі навантаження спостерігалось інтенсивніше зростання згинальних моментів M_y , M_x а також більш ранній розвиток нелінійних деформацій у бетонному ядрі порівняно з моделлю бетону класу С25/30. Це свідчить про зниження загальної жорсткості під час використання бетону меншого класу міцності. Аналіз

результатів показав, що використання бетону меншого класу призводить до зменшення загальної жорсткості конструкції та більш раннього переходу до стадії розвитку пластичних деформацій. Руйнування бетонного ядра відбулося за менших значень навантаження, що супроводжувалося інтенсивним зростанням прогинів Z (рис.2.12) та локальною концентрацією напружень у сталевій оболонці.

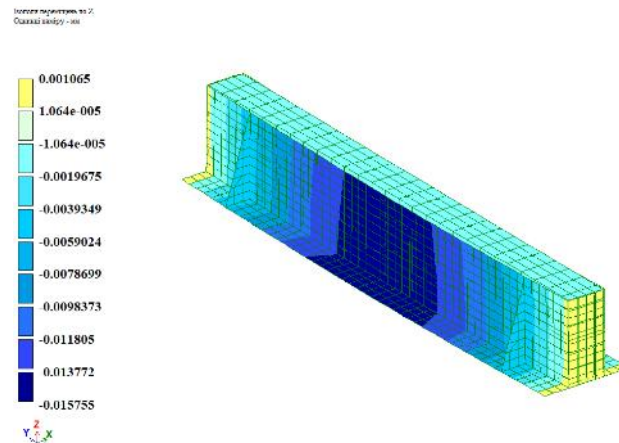


Рисунок 2.12 – Вертикальні переміщення по осі Z металевої оболонки на першій стадії балки БС-2

Після переходу до другої стадії конструкції з бетоном класу С20/25 спостерігалось суттєве збільшення вертикальних переміщень Z (рис. 2.13), що підтверджує зниження загальної кількості жорсткості системи після втрати бетонної складової. Одночасно відбувалися перерозподіли внутрішніх зусиль у сталевій оболонці, що супроводжувалося зростанням згинальних моментів M_y , M_x (рис. 2.14, 2.15), та підвищення рівня напруження у найбільш навантажених ділянках.

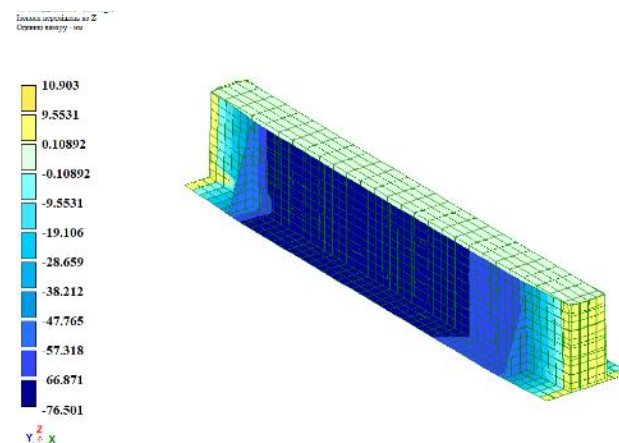


Рисунок 2.13 – Вертикальні переміщення по осі Z металевої оболонки після переходу до другої стадії балки БС-2

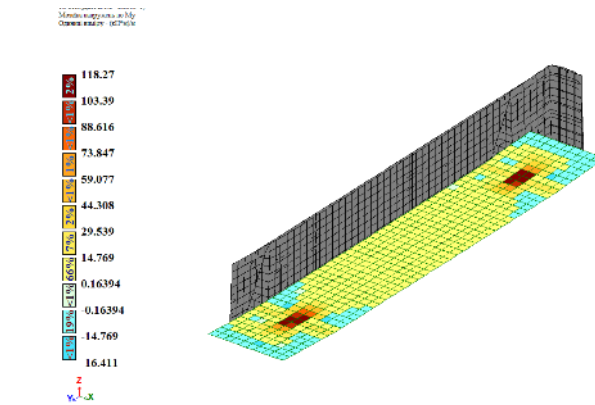


Рисунок 2.14 – Мозаїка напружень по M_y сталезалізобетонної балки після переходу до другої стадії балки БС-2

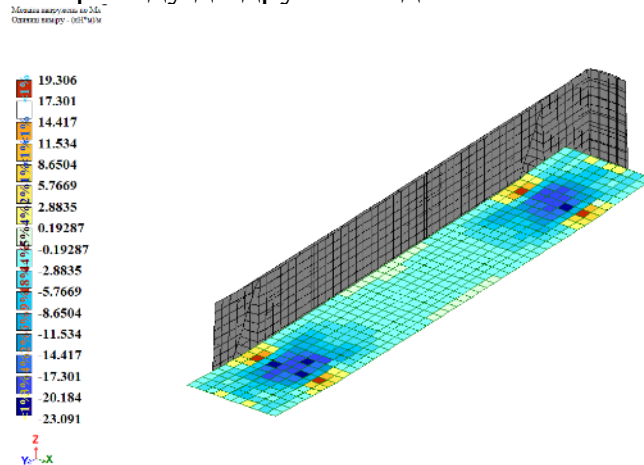


Рисунок 2.15 – Мозаїка напружень по M_x сталезалізобетонної балки після переходу до другої стадії балки БС-2

Порівняння результатів чисельного моделювання для бетонів класів С20/25 та С25/30 показало, що підвищення класу бетону забезпечує збільшення жорсткості конструкції, зменшення рівня переміщень Z та зниження інтенсивності розвитку згинальних моментів M_y , M_x у прольотній частині балки. Окрім того, міцніше бетонне ядро дає змогу підвищити рівень навантаження, за якого зберігається сумісна робота бетонного ядра та сталевій оболонки. Додатково встановлено, що використання бетону вищого класу сприяє рівномірнішому розподілу внутрішніх зусиль у конструкції та зменшенню локальних концентрацій напружень у сталевій оболонці.

Балка БС-3

Виконано окреме чисельне моделювання балки з бетонним ядром С25/30 в разі дії рівномірно розподіленого навантаження з метою оцінювання впливу характеру прикладання навантаження на напружено-деформований стан конструкції.

На початковій стадії навантаження конструкції працювала як єдина система із сумісною роботою бетонного ядра та сталеві оболонки. Водночас розподіл згинальних моментів M_y , M_x (рис. 2.16, 2.17) уздовж прольоту балки мав рівномірніший характер порівняно зі схемою дії зосереджених сил, що свідчить про зменшення локальних ефектів навантаження.

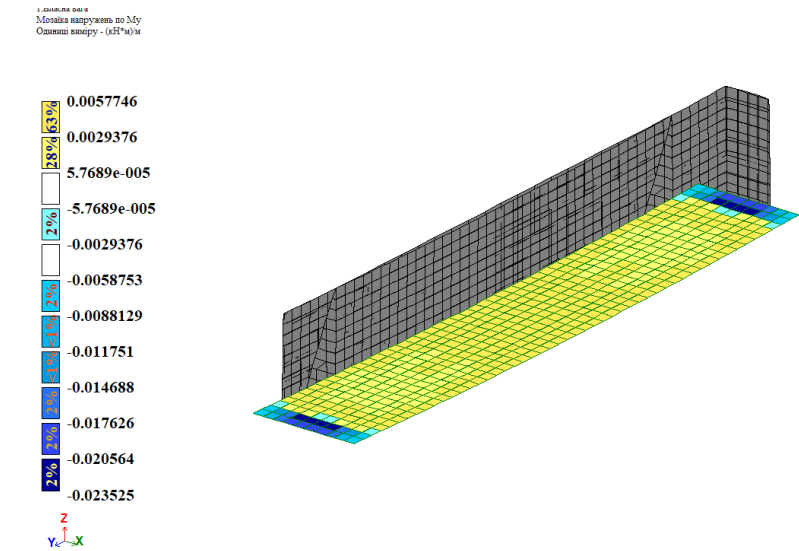


Рисунок 2.16 – Мозаїка напружень по M_y сталезалізобетонної балки на першій стадії балки БС-3

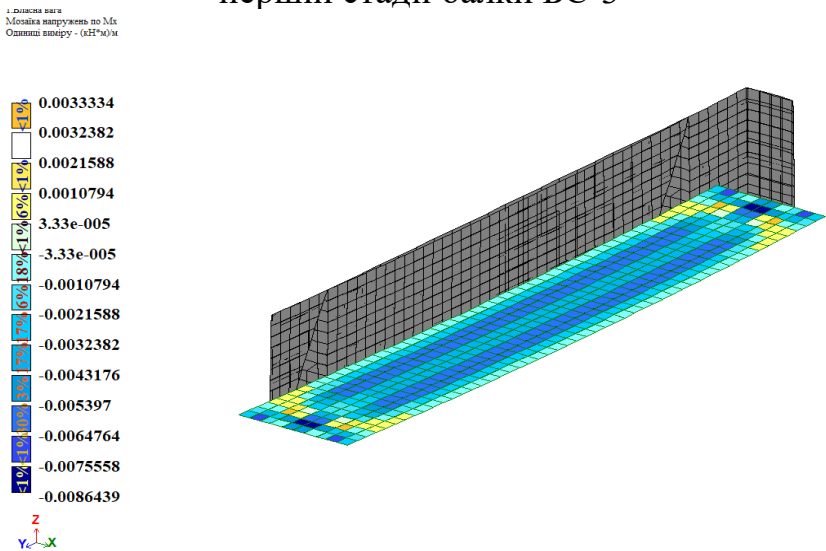


Рисунок 2.17 – Мозаїка напружень по M_x сталезалізобетонної балки на першій стадії балки БС-3

Окрім того, аналіз деформованого стану показав, що в разі рівномірно розподіленого навантаження вертикальні переміщення Z (рис. 2.18) також розподілилися рівномірніше по довжині балки. Максимальні значення спостерігалися у центральній частині прольоту, що відповідає зоні дії найбільших згинальних моментів.

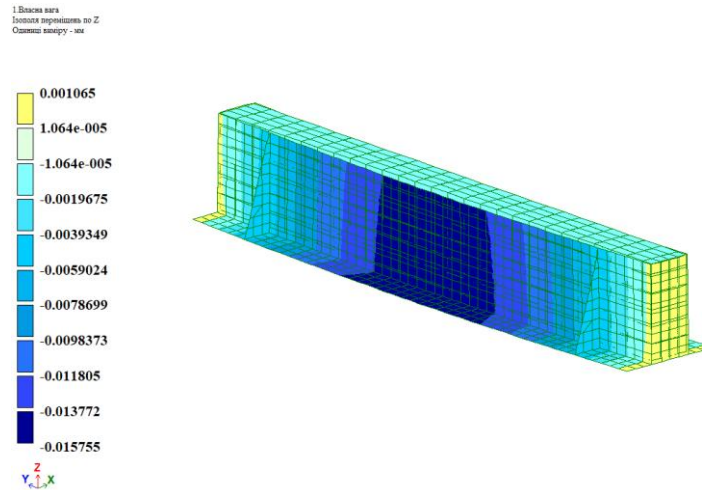


Рисунок 2.18 – Вертикальні переміщення по осі Z металевої оболонки на першій стадії балки БС-3

Після переходу до другої стадії роботи конструкції спостерігалось суттєве збільшення вертикальних переміщень Z (рис.2.19), що пов'язано зі зниженням загальної жорсткості балки після втрати сумісної роботи бетонного ядра та сталеві оболонки. Водночас максимальні прогини концентрувалися у середині прольоту.

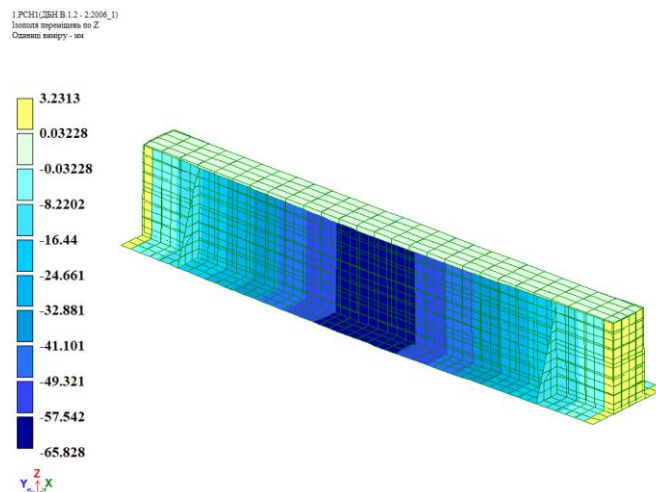


Рисунок 2.19 – Вертикальні переміщення по осі Z металевої оболонки після переходу до другої стадії балки БС-3

Аналіз отриманих результатів показав, що в разі дії рівномірно розподіленого навантаження конструкція характеризується рівномірнішим розподілом моментів M_y , M_x (рис. 2.20, 2.21), та меншими локальними концентраціями напружень порівняно зі схемою зосередженого навантаження. За таких умов згинальний механізм роботи після втрати бетонного ядра залишався незмінним і визначався переважно роботою сталеві оболонки.

ІРСН(ДБН В.1.2-2:2006,1)
Мозаїка напружень по M_y
Одиниці виміру - (НН²/м)

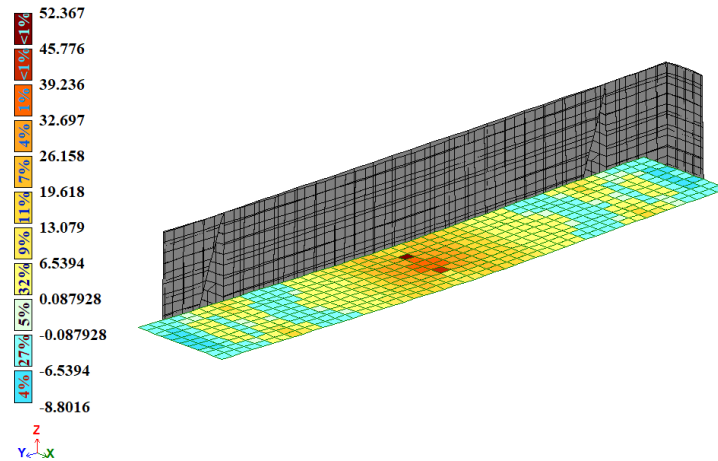


Рисунок 2.20 – Мозаїка напружень по M_y сталезалізобетонної балки після переходу до другої стадії балки БС-3

ІРСН(ДБН В.1.2-2:2006,1)
Мозаїка напружень по M_x
Одиниці виміру - (НН²/м)

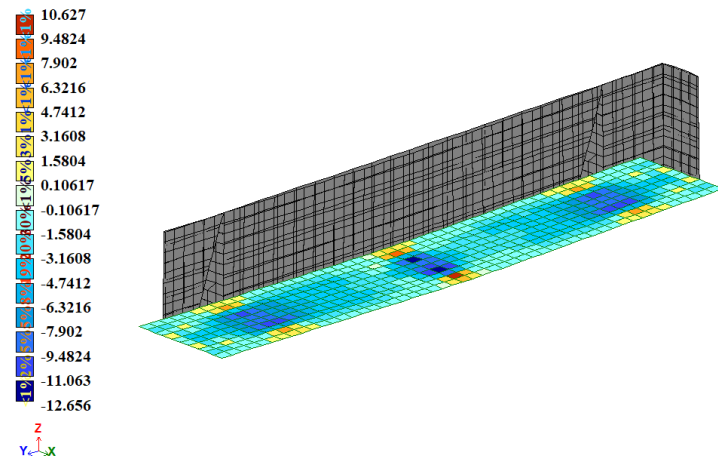


Рисунок 2.21 – Мозаїка напружень M_x сталезалізобетонної балки після переходу до другої стадії балки БС-3

Унаслідок проведеного чисельного моделювання сталезалізобетонних балок у ПК ЛІРА-САПР було встановлено особливості роботи конструкцій за різних схем навантаження та використання бетонів різних класів міцності. Аналіз результатів показав, що балки з бетонним ядром класу С25/30 характеризуються більшою жорсткістю та меншими деформаціями порівняно з балками, виготовленими з бетону класу С20/25. Водночас вертикальні переміщення балки з бетоном С20/25 були в середньому на 15 – 20 % більшими, що свідчить про зниження загальної жорсткості конструкції в разі використання бетону нижчого класу міцності. Одночасно спостерігалось інтенсивніше зростання згинальних моментів та більш ранній розвиток пластичних деформацій у бетонному ядрі.

Порівняння різних схем навантаження показало, що в разі дії рівномірно розподіленого навантаження напруження та вертикальні переміщення розподілялися по довжині балки рівномірніше, а локальні концентрації напружень були на 10–15 % меншими порівняно зі схемою дії зосереджених сил. При цьому максимальний прогин в обох випадках виникав у середині прольоту, однак для зосередженого навантаження характерним було утворення локальних зон підвищення напружень у місцях прикладання навантаження.

Також встановлено, що після переходу конструкції до другої стадії роботи, коли бетонне ядро втрачало несну здатність, вертикальні переміщення балки збільшувалися приблизно на 25–30 %, а основне сприйняття навантаження переходило до сталевій оболонки. Загалом результати моделювання підтвердили ефективність сумісної роботи бетонного ядра та сталевій оболонки, а також показали, що використання бетону вищого класу міцності дає можливість підвищити несну здатність конструкції, зменшити деформативність та забезпечити рівномірніший розподіл внутрішніх зусиль у балці.

Висновки до розділу 2

У другому розділі дисертаційної роботи виконано комплексне дослідження роботи сталезалізобетонної балки із бетонним ядром шляхом аналітичного розрахунку та чисельного моделювання у програмному комплексі ПК ЛІРА-САПР. Проведений аналіз дав можливість оцінити особливості напружено-деформованого стану конструкції, вплив класу бетону на її жорсткість, несну здатність та деформативність, а також визначити характер роботи балки на різних стадіях навантаження.

У межах аналітичного дослідження було виконано розрахунок сталезалізобетонної балки за граничними станами першої та другої груп відповідно до положень ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010, ДБН В.2.6-160:2010 та положень Eurocode 4. Визначено основні геометричні характеристики композитного перерізу, внутрішні зусилля, нормальні напруження та прогини конструкції. Результати розрахунку підтвердили, що обрана конструктивна схема забезпечує необхідну несну здатність та працездатність балки під час експлуатаційних навантажень.

Проведений порівняльний аналіз балок із бетонним ядром класів С25/30 та С20/25 показав суттєвий вплив міцності бетону на роботу конструкції. Встановлено, що застосування бетону класу С25/30 забезпечує більшу жорсткість композитного перерізу, зменшення прогинів та рівномірніший розподіл внутрішніх зусиль. Під час використання бетону класу С20/25 спостерігалось збільшення нормальних напружень приблизно на 10 %, а прогинів — орієнтовно на 25–30 % порівняно з балкою на бетоні вищого класу міцності. Разом з тим обидва варіанти конструкції відповідають вимогам міцності та забезпечують необхідну експлуатаційну придатність.

У роботі детально розглянуто теоретичні основи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій за несною здатністю та експлуатаційною придатністю. Встановлено, що визначальним чинником ефективної роботи композитної балки є забезпечення сумісної роботи сталеві оболонки та бетонного ядра. Показано, що зважання на реологічні властивості бетону, зокрема повзучість та усадку, необхідне під час оцінювання довготривалих деформацій та прогинів конструкції. Наведена методика розрахунку дає змогу послідовно враховувати вплив стадійності роботи конструкції, характеру навантаження та зміну жорсткості балки під час експлуатації.

У процесі чисельного моделювання в ПК ЛІРА-САПР розроблено просторову скінченно-елементну модель сталезалізобетонної балки, яка дала змогу відтворити реальний характер роботи конструкції з огляду на фізичну нелінійність матеріалів. Модель складається з бетонного ядра, сталеві оболонки та арматурних елементів, а розрахунок виконувався із застосуванням фізично нелінійного аналізу. Такий підхід забезпечив можливість дослідження розвитку пластичних деформацій, зміни жорсткості та перерозподілу внутрішніх зусиль під час переходу конструкції до другої стадії роботи.

Результати чисельного моделювання підтвердили дані аналітичного розрахунку та показали, що на першій стадії роботи бетонне ядро та сталева оболонка працюють як єдина система, забезпечуючи підвищену жорсткість та зменшення деформацій балки. Найбільші згинальні моменти та вертикальні

переміщення виникають у середині прольоту, що відповідає класичній схемі роботи однопролітної балки за симетричного навантаження.

Після втрати несної здатності бетонного ядра та переходу до другої стадії роботи спостерігалось суттєве збільшення вертикальних переміщень і згинальних моментів, що свідчить про зниження загальної жорсткості системи. Встановлено, що після вилучення бетонного ядра з роботи основне сприйняття навантаження переходить до сталевій оболонки балки. За цих умов вертикальні переміщення збільшувалися приблизно на 25–30 %, а у найбільш навантажених ділянках конструкції виникали локальні концентрації напружень.

Дослідження впливу різних схем навантаження показало, що під час дії рівномірно розподіленого навантаження напруження та прогини розподіляються рівномірніше по довжині балки, а локальні концентрації напружень менші порівняно зі схемою дії зосереджених сил. Для випадку зосередженого навантаження характерним є виникнення локальних зон підвищених напружень у місцях прикладання сили, на що необхідно звернути увагу під час проєктування та оцінювання довговічності конструкції.

Загалом результати виконаного аналітичного та чисельного досліджень підтвердили ефективність застосування сталезалізобетонних балок із бетонним ядром у конструкціях перекриттів та несних елементах будівель. Установлено, що підвищення класу бетону сприяє збільшенню жорсткості конструкції, зменшенню деформативності та рівномірнішому розподілу внутрішніх зусиль у балці. Отримані результати можуть бути використані для подальшого експериментального дослідження конструкцій, удосконалення методик розрахунку та оптимізації параметрів сталезалізобетонних елементів під час проєктування сучасних будівельних споруд.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЯ, МЕТОДИКА ТА РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

3.1. Технологія виготовлення та характеристики дослідних конструкцій

Виготовлення прихованої балки сталезалізобетонного перекриття для натурного випробування – це важливий етап експериментальних досліджень, що дає змогу перевірити реальні характеристики конструкції під впливом навантажень і умов експлуатації. Така балка виконується як складена система, у якій поєднуються переваги сталевих та залізобетонних елементів, що забезпечує підвищену несну здатність, жорсткість та тріщиностійкість.

Процес виготовлення передбачає підготовку опалубки, монтаж сталевих елементів, встановлення арматурного каркаса та забезпечення належного зчеплення між сталлю та бетоном завдяки анкерним елементам або спеціальним з'єднувальним деталям. Важливим є контроль геометричних параметрів, точності розташування всіх складових, а також дотримання технології бетонування, що впливає на однорідність структури бетону та якість контактної зони. Під час виготовлення необхідно брати до уваги реальні умови конструкції, зокрема можливі навантаження, характер їх прикладання, а також вплив тривалих і повторних дій.

Окрему увагу приділяють вибору матеріалів: класу бетону, марці сталі, характеристикам арматури та з'єднувальних елементів, оскільки саме їх фізико-механічні властивості визначають поведінку балки під навантаженням. Окрім того, доцільно передбачити встановлення вимірювальних приладів (тензодатчиків, індикаторів переміщень), які дають можливість отримати детальну інформацію про напружено-деформований стан конструкції під час випробування.

Отже, виготовлення експериментальної сталезалізобетонної балки повинно здійснюватися з високою точністю та дотриманням технологічних вимог, адже від цього залежать достовірність отриманих результатів і

можливість їх подальшого використання для оцінювання роботи сталезалізобетонних перекриттів, перевірки розрахункових моделей та удосконалення конструктивних рішень у сучасному будівництві.

Метою проведення експериментальних випробувань було дослідження:

- несучої здатності згинальних елементів сталезалізобетонних прихованих балок;
- особливостей сумісної роботи двох складових елементів сталезалізобетонних прихованих балок;
- утворення тріщин у бетоні та пластичних властивостей сталевих елементів балки та характеру руйнування дослідних зразків з огляду на розроблену схему навантаження, подану на рис. 3.1.

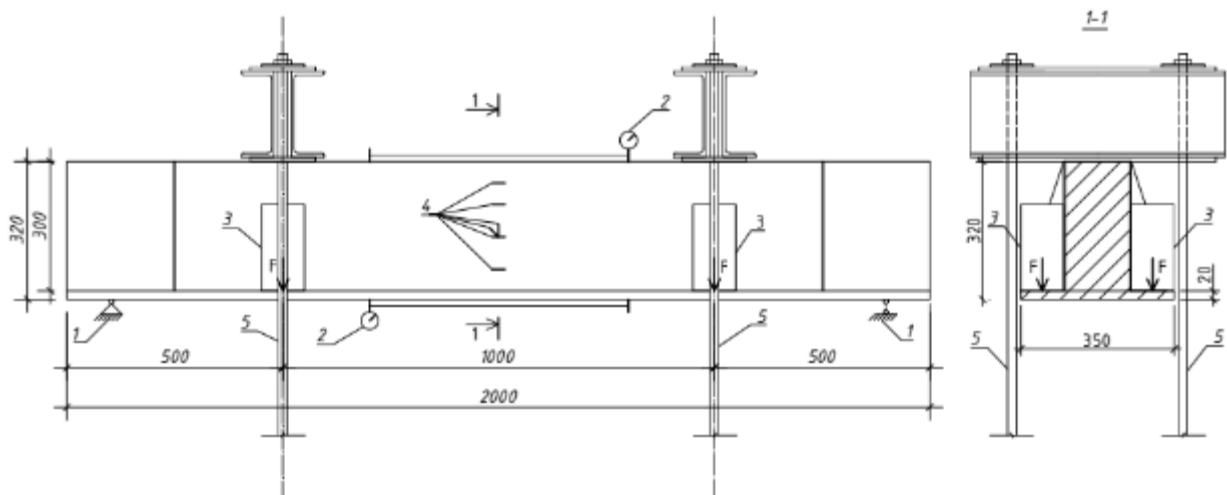


Рисунок 3.1 – Схема завантаження досліджуваних зразків для випробування на дію згинального моменту та розміщення вимірювальних приладів:

1 – шарнір; 2 – прогиномір; 3 – домкрат гідравлічний;
4 – тензодатчик; 5 – тяж

Під час виготовлення зразків для експериментальних досліджень дотримувалась така технологія:

- підготовка матеріалів (нарізалася сталеві листи на потрібні розміри та арматурні стрижні відповідної величини) (рис. 3.2 та 3.3);
- формування зразків (спочатку розмічувались сталеві листи для зварювання, потім виконувалось з'єднання листів між собою за допомогою ручного електродугового зварювання, після чого приварювались арматурні стрижні до нижнього сталевих листа, починаючи з середини листа

(рис. 3.4 та 3.5). Під час зварювання вертикальних і горизонтального листів з опорними ребрами отримали односторонній шов. Зварювання виконувалися електродами марки Моноліт РЦ, 3 мм. Зварні роботи здійснювалися відповідно до вимог ДСТУ 9240 [7]. З'єднавши всі сталеві листи між собою, утворивши опалубку, проводили бетонування сталезалізобетонної балки (рис. 3.6). У табл. 3.1 наведено склад бетону, взятого для виготовлення зразків сталезалізобетонної балки:

- контроль якості виготовлення зразків (проводили візуальний огляд, перевіряли геометрію балки та здійснювали випробування на міцність матеріалів бетону та сталі);
- підготовка до експериментальних досліджень (установлювали контрольні датчики (деформації, напружень, тріщиноутворення) та монтували балки на опори з улаштуванням домкратів і тяжів).

Таблиця 3.1 – Склад бетону, взятого для виготовлення зразків

Номер з/п	Витрати матеріалів бетону, кг/м ³			
	Цемент	Пісок	Щебінь	Вода
1	300	650	1080	155
2	380	750	1100	180
3	400	700	1100	180



Рисунок 3.2 – Підготовка сталевих листів для формування незнімної опалубки



Рисунок 3.3 – Нарізання та в'язання арматурної сітки



Рисунок 3.4 – Приварювання арматурних стрижнів до нижнього сталевго листа



Рисунок 3.5 – Виконання з'єднання листів між собою за допомогою ручного електродугового зварювання



Рисунок 3.6 – Заповнення зразків бетонною сумішшю

Для отримання результатів експериментального дослідження, яке дає можливість визначити напружено-деформований стан і міцність сталезалізобетонних балок з армуванням листами та встановити вплив

зовнішнього сталевих армування на несну здатність конструкцій, були виготовлені такі зразки:

- згинальні елементи (зразки 1, 2 та 3) мали розрахунковий проліт 2,0 м і поперечний переріз розміром 350x320 мм, конструктивно передбачали застосування зовнішнього листового армування та внутрішнього армування у вигляді арматурної сітки Ø16 мм, розташованої у стиснутій зоні перерізу, водночас два зразки були виготовлені з бетонної суміші класу C25/30, тоді як один зразок – із бетонної суміші класу C20/25 (рис. 3.7);
- стандартні бетонні кубики 100x100x100 мм для визначення характеристик міцності й деформативності бетону (рис. 3.8);
- стандартні бетонні призми 100x100x400 мм для встановлення характеристик міцності й деформативності бетону (рис. 3.9);
- арматурні стрижні Ø16, завдовжки 400 мм для визначення фізико-механічних властивостей арматури (рис. 3.10);
- металеві полоси, завтовшки – 3,0 мм, завдовжки – 300 мм, завширшки – 20 мм;
- металеві смуги завтовшки 20 мм, завдовжки – 300 мм, завширшки – 10 мм вирізані зі сталевих листів, для визначення фізико-механічних властивостей сталі (рис. 3.11).



Рисунок 3.7 – Загальний вигляд сталезалізобетонної балки перед випробуванням



Рисунок 3.8 – Зразки бетонних кубиків



Рисунок 3.9 – Зразки бетонних призм



Рисунок 3.10 – Зразки арматурних стрижнів



Рисунок 3.11 – Зразок металевієї пластини

Зразки подані трьома сталезалізобетонними балками, виготовленими з метою дослідження впливу згинального моменту та поперечної сили на їхню міцність і деформативність. Усі балки виконані за однаковими конструктивними рішеннями, а визначальними чинниками дослідження є варіювання класу бетону за міцністю та характеру навантаження, зокрема для балок, виготовлених з однакового бетону, передбачено різні умови навантаження для оцінювання їх впливу на роботу елемента.

Досліджувані зразки – балки завдовжки 2,0 м і заввишки 320 мм, виготовлені з листової сталі. Конструкція кожної балки містить нижній сталевий лист розміром 2000x350x20 мм та два вертикальні листи розміром 2000x300x3 мм, зварені між собою з утворенням порожнини, яка заповнюється бетонною сумішшю. Для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону в тілі сталезалізобетонної балки передбачено арматурні стрижні Ø6 мм (анкерні

елементи (див. рис.3.4)), приварені до нижнього листа з кроком 400 мм, а також арматурну сітку $\varnothing 16$ мм з чарункою 40x40 мм (див. рис.3.3).

З обох кінців балок до стінки та нижнього пояса металевих листів із зовнішнього боку приварені опорні ребра розмірами 300x100x3 мм, які забезпечують надійне обпирання та сприйняття зсувних зусиль.

Заповнення балки, кубиків та призм бетонною сумішшю (рис. 3.12 – 3.14) виконувалось у ПАТ «ЗАВОД ЗБК№1» у м. Києві. Після бетонування балки, бетонні вироби були витримані 28 діб, що відповідає вимогам ДБН В.2.6-98 [3] для досягнення проєктної міцності бетону.



Рисунок 3.12 – Виготовлення бетонних кубів



Рисунок 3.13 – Виготовлення бетонних призм



Рисунок 3.14 – Сталезалізобетонні балки, заповнені бетонною сумішшю

3.2. Методика експериментальних досліджень конструкцій

Методика експериментальних досліджень сталезалізобетонних балок полягає в систематичному аналізі поведінки конструкції під дією різних видів навантажень та чинників. Це передбачає використання випробувальних установок, спеціальних методів вимірювань та моделювання для отримання достовірних даних про міцність, жорсткість і деформацію конструкції.

Випробування зразків проводилось після досягнення проєктної міцності бетону, а саме не раніше 28-ми діб після бетонування. Перед випробуванням усі металеві поверхні зразків очищали від напливів бетону та іншого бруду. Випробування проводили за схемою однопролітної вільно обпертої балки, при водночас дві балки, виготовлені з бетону одного класу, навантажувалися за різними схемами: перша – чотирма зосередженими силами, прикладеними до виступаючих пластин нижньої полиці з імітацією обпирання ребристої плити, друга – рівномірно розподіленим навантаженням, прикладеним до тих самих виступаючих пластин, що моделює роботу монолітного або пустотного перекриття, водночас третя балка, виготовлена з бетону класу С20/25, також піддавалася рівномірно розподіленому навантаженню за аналогічною схемою рівномірно розподіленого навантаження, із забезпеченням прикладання навантаження в площині, що проходить через центр ваги поперечного перерізу відповідно до нормативних вимог. Розрахунковий проліт балок становив 2,0 м. Проводилися випробування балок на дію тривалих та короткочасних навантажень у випробувальному залі №7 випробувального центру Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК). Балки випробовували статичним навантаженням. Прогин за різного навантаження контролювали за допомогою прогиномірів (ціна поділки 0,01 мм), а визначення напружено-деформованого стану балок виконувалось за допомогою тензорезисторів типу ПКБ з базою 50 мм, $R = 303,9 \text{ Ом}$, $K = 2,20$, $V = 0,98$, $G_i = 0$ та індикаторів багатообертових МИГ-1 з базою 600 мм (ціна поділки 0,001 мм), (рис. 3.15 - 3.17).

До улаштування електротензорезисторів на поверхню зразків металеві листи завтовшки 3 мм ретельно очищували за допомогою абразивного бруска та

шліфувальної шкурки різної зернистості. Для знежирення застосовували ацетон і спиртовий розчин. Одночасно клей наносили на нижній бік електротензорезистора та конденсаторного паперу, що запобігало короткому замиканню датчика з металевою поверхнею. Через 1 – 2 хв тензорезистор накладали на підготовлений шар клею відповідно до розмітки, використовуючи прокладку з целюлозної плівки завтовшки 0,02 мм. Показники електротензорезисторів визначалися за допомогою АІД 2 (автоматичний індукційний динамометр) (рис. 3.15).



Рисунок 3.15 – Автоматичний індукційний динамометр



Рисунок 3.16 – Електротензорезистори встановлені, на досліджуваному зразку



а



б

Рисунок 3.17 – Встановлення індикаторів годинникового типу:

а – у нижній частині балки на металевому листі;

б – у верхній частині балки на бетоні

Під час випробувань зразків сталезалізобетонних балок навантаження прикладалося поступово, по 10 т з 5...10 хвилинним витримуванням. Протягом кожного етапу витримування записувалися показники з тензорезисторів та

індикаторів годинникового типу, проводився візуальний огляд зразків із фіксацією деформацій та відшарування листової сталі від бетону в бокових частинах перерізу.

Зразки випробовувалися на дію згинального моменту у два етапи. На першому етапі їх навантажували до появи пластичних деформацій у найбільш напружених волокнах сталеві арматури, після чого витримували під цим навантаженням приблизно 30 хв. На другому етапі, після завершення витримування, зразки повністю розвантажували, фіксуючи залишковий прогин. Далі їх повторно навантажували у тій самій послідовності до досягнення руйнівного навантаження. На всіх стадіях випробувань аналізувалися особливості характеру руйнування, розвиток тріщин у конструкціях та інтенсивність зростання прогинів у дослідних зразках.

Випробування складових конструкцій бетонних кубиків, бетонних призм, арматурних стержнів та металевих пластин, для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів, проводились одночасно з випробуваннями зразків згинальних елементів згідно з рекомендаціями [7 - 13].

Методика експериментальних досліджень конструкцій сталезалізобетонних балок охоплює комплексний підхід, що передбачає планування, підготовку, проведення випробувань, збирання та аналіз даних, а також документування результатів. Дотримання цієї методики забезпечує отримання достовірних та обґрунтованих результатів, що сприяють підвищенню надійності та ефективності конструкційних рішень у будівництві.

3.3. Результати експериментальних досліджень

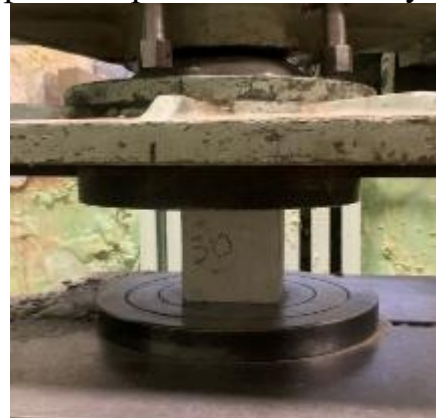
3.3.1. Випробування бетонних кубів та призм

Для оцінювання міцності бетону було виконано випробування контрольних зразків – бетонних кубиків розміром 100×100×100 мм та призм 100х100х400 мм на стиск. Контрольні зразки кубиків та призм виготовлялися у спеціальних металевих формах (див. рис. 3.12 та 3.13) на заводі ПАТ «ЗАВОД ЗБК№1» у м. Києві, відповідно до встановлених вимог ДСТУ Б В.2.7-224, ДСТУ Б В.2.7-217 [8 та 9].

Випробування зразків кубиків та призм проводилося згідно з вимогами [8 та 9] на гідравлічному пресі ПГ-100 (похибка $\pm 1\%$) у випробувальному залі №1 випробувального центру Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (рис. 3.18 – 3.20).



Рисунок 3.18 – Готові до випробування контрольні зразки бетонних кубиків



а



б

Рисунок 3.19 – Загальний вигляд бетонного кубика у пресі ПГ-100:
а – до випробування; *б* – після випробування



а



б

Рисунок 3.20 – Загальний вигляд бетонної призми у пресі ПГ–100:
а – до випробування; б – після випробування

Перед початком випробування зразки піддавалися візуальному огляду для виявлення дефектів та пошкоджень у вигляді тріщин, сколів, раковин та розшарування. Результатами візуального огляду виявлено, що зразки не мають зовнішніх дефектів, що перешкоджають проведенню випробувань.

Навантаження на кубики та призми прикладалося по всій площі зразка зі швидкістю 0,5 МПа/с. Під час навантаження фіксувалося граничне навантаження (руйнування зразка). Після руйнування зразка проводився візуальний огляд з фіксуванням характеру руйнування, наявності великих (об'ємом понад 1 см³) раковин усередині зразка, наявності слідів розшарування та ін. Результати випробувань зразків із зазначеними структурними дефектами та особливостями руйнування не беруться до уваги. Міцність бетону під час випробувань на стиск розраховується з точністю до 0,1 МПа за формулою (3.1):

$$f_{c,cube} = \frac{(\alpha \cdot F \cdot k_w)}{A}, \quad (3.1)$$

де F – руйнівне навантаження; A – площа робочого перерізу зразка, мм²; α – масштабні коефіцієнти для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках базового розміру та форми; k_w – поправковий коефіцієнт для ніздрюватого бетону, який враховує вологість зразків на момент випробування.

Отже, для визначення середньої кубикової міцності бетону $f_{c,cube}$ були використані середні арифметичні значення двох зразків із найбільшою міцністю згідно [5].

Залежність $\sigma_b - \varepsilon_b$ для всіх класів бетону не має лінійного характеру відносно прикладеного навантаження (рис. 3.21). На основі вимірюваних поздовжніх і поперечних деформацій під час навантаження, що становить 30 % від граничного, визначали початковий модуль пружності E_b та коефіцієнт поперечних деформацій ν_b відповідно до [8].

Середні характеристики міцності бетону наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Фізико-механічні характеристики бетонних зразків

Номер партії	Середня кубикова міцність f_{cm} , МПа	Середня призмova міцність f_{bm} , МПа	Початковий модуль пружності E_b , 10^{-3} , МПа	Коефіцієнт Пуассона, ν_b
1	37,07	20,64	27,4	0,22
2	39,31	22,28	28,0	0,22

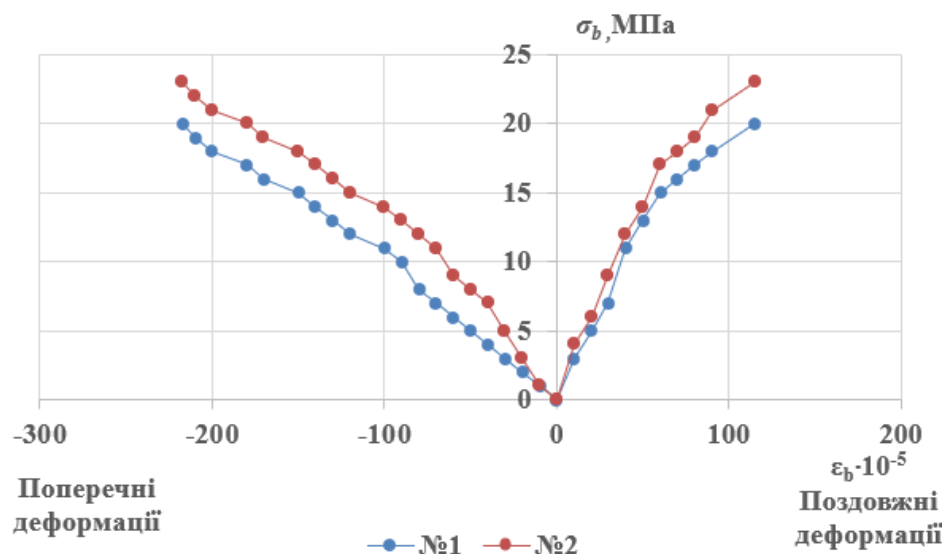


Рисунок 3.21 – Залежність $\sigma_b - \varepsilon_b$ за результатами випробувань бетонних призм

Значення коефіцієнта Пуассона зі збільшенням навантажень наведено на рис. 3.22. У 28-денному терміні для всіх типів бетону коефіцієнт ν_b змінювався в межах від 0,20 до 0,40.

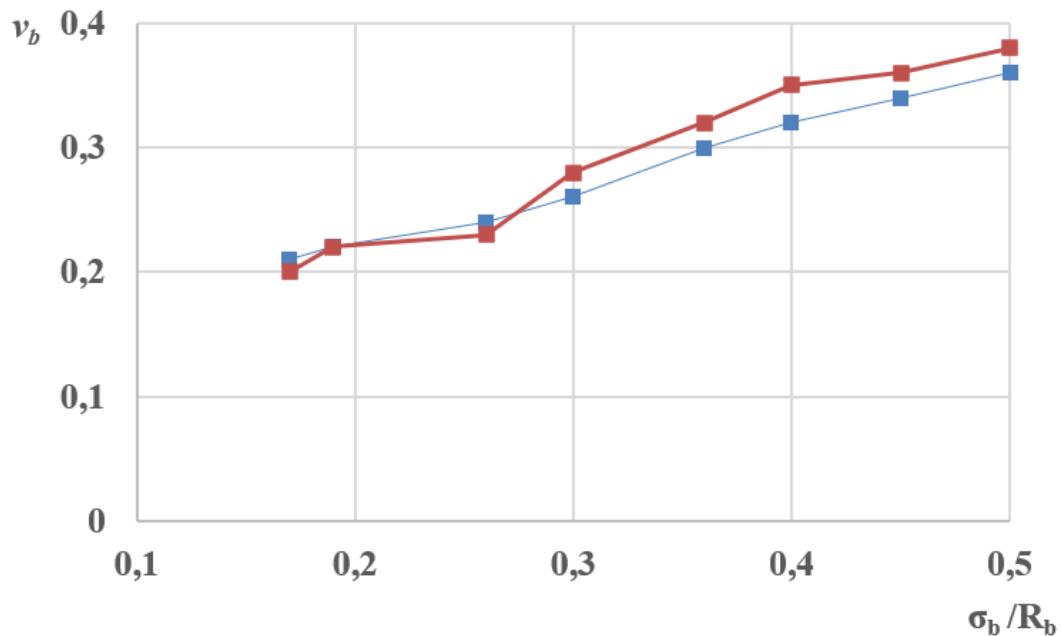


Рисунок 3.22 – Залежність коефіцієнта поперечних деформацій бетону від відносного рівня напружень

Згідно з нормами, основною характеристикою міцності бетону є нормативна середня міцність, визначена на основі випробувань достатньої кількості стандартних зразків. Типи зразків, що застосовуються для випробувань бетону на стиск, регламентуються положеннями [6]. Проведення випробувань великої кількості зразків одного складу демонструє значні коливання отриманих значень. Тому міцність бетону є змінною величиною, яка має статистично випадковий характер.

Згідно з [6] розрахункове нормоване значення міцності бетону за осьового стиску визначається з імовірністю 95 %, що означає, що лише 5 % результатів випробувань можуть бути нижчими за певне значення міцності f_{ck} (клас бетону). Це значення розміщено на відстані $1,64 \sigma$ від середнього значення міцності $f_{c,сгу}$.

Нормативна міцність бетону за осьового стиску, що визначає його клас за міцністю, може бути виражена за формулою (3.2):

$$f_{ck} = f_{c.cube} - 1,64\sigma, \quad (3.2)$$

Де f_{ck} – нормативна міцність бетону за осьового стиску, МПа; σ – середнє

квадратичне відхилення міцності бетону, МПа; 1,64 – коефіцієнт, що відповідає рівню надійності 95 %; $f_{c.cube}$ – середня кубикова міцність бетону в партії, МПа, що визначається за формулою (3.3):

$$f_{c.cube} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_i, \quad (3.3)$$

де $f_{c.cube}$ – середня кубикова міцність бетону в партії, МПа; f_i – одиничне значення кубикової міцності бетону для кожного зразка, МПа; n – кількість зразків у партії.

Одиничним значенням міцності бетону вважається середня міцність в однорідній серії зразків, що визначається відповідно до [6]. Для кожної партії бетону обчислюється середнє квадратичне відхилення S_k і коефіцієнт варіації V_c . Під час контролю за зразками середнє квадратичне відхилення міцності в партії S_k , (МПа), за числа одиничних значень міцності бетону в партії від двох до шести визначається за такою формулою (3.4):

$$S_k = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (k_j - \bar{k})^2}{n-1}}, \quad (3.4)$$

де S_k – середньоквадратичне відхилення міцності, МПа; k_j – середній масштабний коефіцієнт, що визначається за [18]; n – кількість пар серій зразків, що дорівнює 8 або 6.

Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії V_c (у відсотках) обчислюють за формулою (3.5):

$$V_m = \frac{S_k}{k}. \quad (3.5)$$

Коефіцієнт варіації V_c залежить від рівня технології виробництва бетону та якості вихідних матеріалів і може змінюватися в межах 0,1–0,135. Відповідно до нормативних документів [3, 6, 15] цей коефіцієнт є змінною величиною, однак його значення не повинно перевищувати 0,135. Зниження V_c нижче цього значення свідчить про вдосконалення технологічного процесу та покращення якості бетону. Статистичні характеристики випробуваних бетонних зразків наведено в табл. 3.3 та 3.4.

Таблиця 3.3 – Статистичні характеристики бетонних зразків-кубиків

Склад бетону	Середня кубикова міцність бетону в партії $f_{c.cube}$, МПа	Розмах міцності бетону в партії R_m , МПа	Середнє квадратичне відхилення міцності в партії σ_m , МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії V_m , %	Нормативна міцність бетону на стиск (клас бетону) f_{ck} , МПа
1	37,07	5,64	0,013	0,04	35,83
2	39,31	2,66	0	0	39,78

Таблиця 3.4 – Статистичні характеристики бетонних зразків-призм

Склад бетону	Середня призмova міцність бетону в партії $f_{c.cube}$, МПа	Розмах міцності бетону в партії R_m , МПа	Середнє квадратичне відхилення міцності в партії σ_m , МПа	Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії V_m , %	Нормативна міцність бетону на стиск (клас бетону) f_{ck} , МПа
1	20,64	0,2	0	0	20,64
2	22,28	0,19	0,01	0,04	22,26

За результатами виконаних випробувань бетонних кубиків та призм можна зробити такі висновки:

1) середня міцність на стиск зразків кубів бетону партії №1 – 37,07 МПа (378,09 кгс/см²), що відповідає класу бетону – С20/25;

2) середня міцність на стиск зразків кубів бетону партії №2 – 39,31 МПа (401,00 кгс/см²), що відповідає класу бетону – С25/30;

3) призмova міцність зразків-призм бетону при випробуванні на стиск партія 1 – 20,64 МПа (210,51 кгс/см²), що відповідає класу бетону С20/25;

4) призмova міцність зразків-призм бетону під час випробувань на стиск партія 2 – 22,28 МПа (227,13 кгс/см²), що відповідає класу бетону С25/30.

5) модуль пружності зразків-призм бетону при випробуванні на стиск:

– партія 1 – $E_\delta = 27,35 \cdot 10^{-3}$ МПа;

– партія 2 – $E_\delta = 27,95 \cdot 10^{-3}$ МПа;

6) коефіцієнт Пуасона зразків-призм бетону під час випробувань на стиск:

– партія 1 – $\mu = 0,22$;

– партія 2 – $\mu = 0,22$.

Отже, застосована методика випробувань та використані вимірювальні прилади забезпечують отримання необхідних експериментальних даних для визначення несної здатності, деформацій із заданою точністю, а також характеру руйнування дослідних зразків.

3.3.2. Випробування металевих елементів сталезалізобетонної балки

Для визначення фізико-механічних характеристик міцності і деформативності сталі відрізали сталеві пластини від листів цієї партії і арматурні стрижні та оброблені згідно з вимогами [11 - 13].

Відповідно до вимог [11 - 13] випробування зразків металевих пластин і арматурних стрижнів проводились ступенево-зростаючим навантаженням на розривній машині ZD-40 лабораторії фізико-механічних досліджень Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (рис. 3.23 та 3.24).



Рисунок 3.23 – Випробування зразків металевих пластин на випробувальній машині ZD-40



Рисунок 3.24 – Випробування зразків арматурних стрижнів на випробувальній машині ZD-40

Під час випробування визначались:

- межа текучості σ_y ;
- тимчасовий опір розтягу σ_u ;
- абсолютне видовження $\varepsilon_{s,u}$;
- розраховувалися модулі пружності листової арматури E_s .

Механічні характеристики зразків сталевого прокату були визначені за результатами випробувань на розтяг. Результати випробувань наведені в табл. 3.5, а залежність $\sigma_s - \epsilon_s$ на рис. 3.25 та 3.26.

Таблиця 3.5– Фізико-механічні характеристики листової сталі

Тип сталі	Фактична площа $A_s, \text{см}^2$	Межа текучості $f_{yn}, \text{МПа}$	Тимчасовий опір $f_{un}, \text{МПа}$	Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-5}, \text{МПа}$	Абсолютне видовження $\epsilon_{s,u}, \%$
Лист 3 мм	0,6	294,3	359,7	2,1	22,17
Лист 20 мм	2,0	303,81	358,07	2,1	22,08

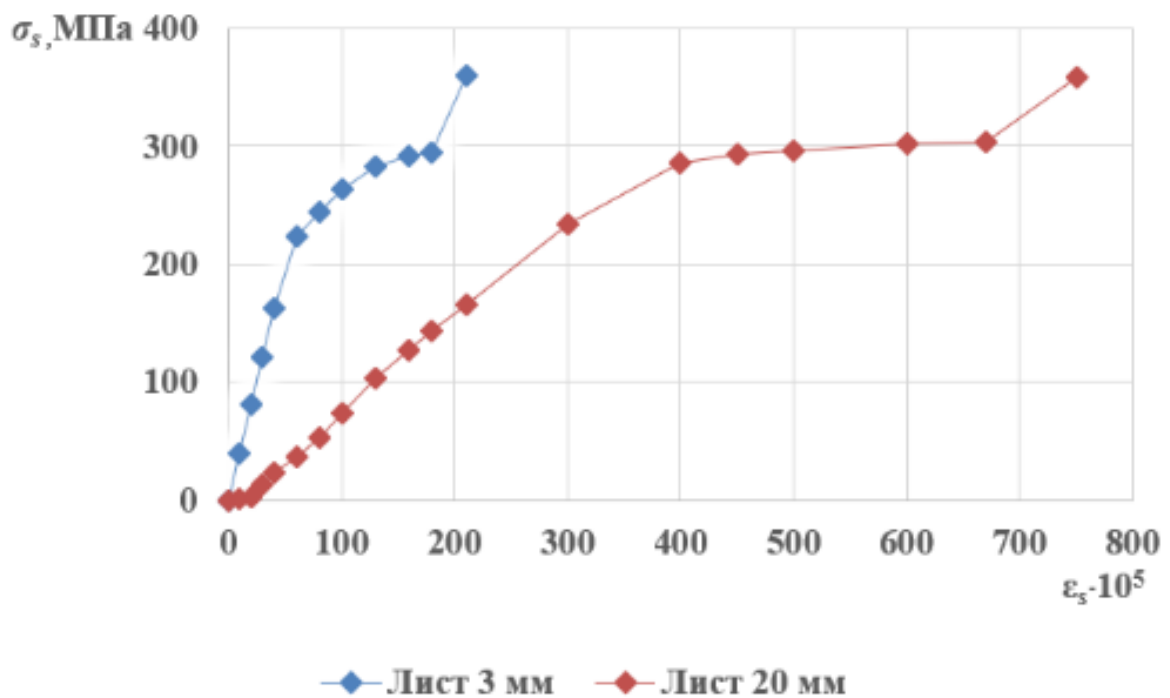


Рисунок 3.25 – Залежність $\sigma_b - \epsilon_b$ за результатами випробувань сталевих пластин

Під час випробувань металевих пластин та арматурних стрижнів навантаження прикладалось до моменту руйнування зразка. Також здійснювався візуальний огляд з фіксуванням характеру деформації та руйнування. Після руйнування зразка вимірювалось залишкове подовження.

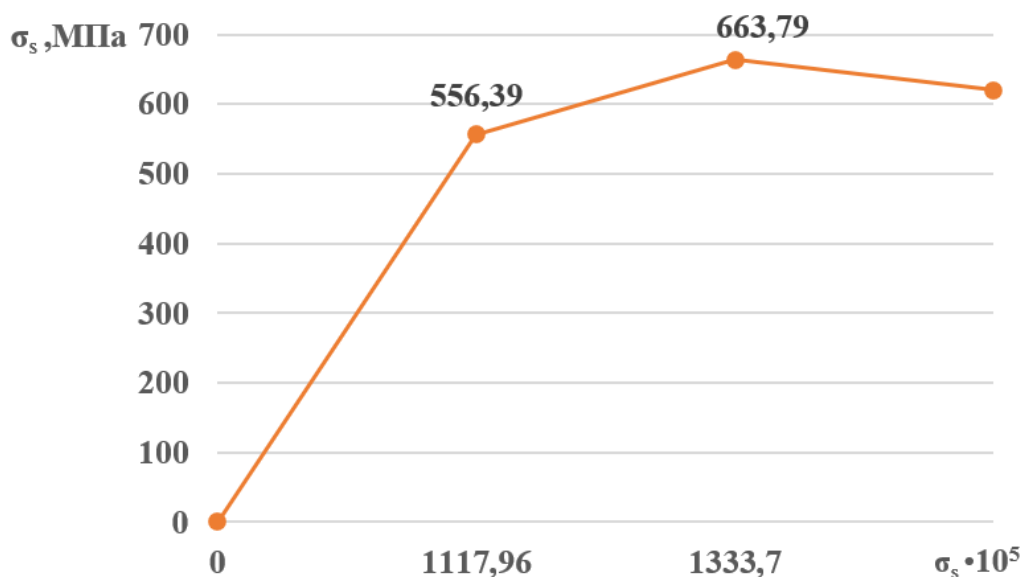
Результати визначення характеристик після розриву сталевого прокату наведені в табл. 3.6.

Таблиця 3.6 – Характеристики сталевого прокату

Арматура Ø16					
Навантаження (текучість), кН	Навантаження (розривне), кН	Площа перерізу, мм ²	Границя плинності, s	Тимчасовий опір, s_m	Видовження, %
			Н/мм ²	Н/мм ²	
111,79	133,38	201,0	556,39	663,76	22,5
111,79	133,38	201,0	556,39	663,76	20,0
111,79	133,38	201,0	556,39	663,76	22,5
Металева смуга 3x20					
Навантаження (текучість), кН	Навантаження (розривне), кН	Площа перерізу, мм ²	Границя плинності, s	Тимчасовий опір, s_m	Видовження, %
			Н/мм ²	Н/мм ²	
17,658	20,594	60,0	294,3	343,35	21,75
17,658	21,575	60,0	294,3	359,70	21,75
17,658	21,575	60,0	294,3	359,70	23,00
Металеві смуги 20x10					
60,762	69,627	200,0	303,81	348,26	22,00
60,762	71,589	200,0	303,81	358,07	22,25
60,762	71,589	200,0	303,81	358,07	22,00

Оскільки границя плинності робочої арматури дорівнює 556,39 МПа і перебуває між 500 і 600 МПа, така арматура належить до класу А500.

Оскільки границя текучості сталевого прокату партії №1 дорівнює 294,3 МПа, що більше за 250 МПа, але менше за 300 МПа, найближчий стандартний клас — S300.

Рисунок 3.26 – Залежність σ_s – ϵ_s за результатами випробувань арматури

3.3.3. Випробування сталезалізобетонних балок

Експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок з листовим армуванням дали змогу оцінити їхню несну здатність, жорсткість, тріщиностійкість та особливості руйнування під дією згинального моменту.

Для визначення зміни напружено-деформованого стану, дії згинального моменту та поперечної сили було проведено експериментальні дослідження зразків сталезалізобетонних балок.

Випробування проводились на дію постійних навантажень у випробувальній залі № 7 ВЦ ДП НДІБК (рис. 3.27).



Рисунок 3.27 – Зразки сталезалізобетонних балок, готові до випробування

Поздовжні деформації листової арматури та зовнішньої поверхні бетону вимірювалися за допомогою електротензорезисторів типу ПКБ 50-303,9В одного комплекту. Додатково, в найбільш напружених волокнах перерізу були встановлені індикатори годинникового типу.

Унаслідок досліджень напружено-деформованого стану та міцності нормальних і похилих перерізів експериментальних зразків під впливом навантаження, відзначено особливості розподілу деформацій по висоті перерізів та довжині елементів, а також інтенсивність зростання прогинів.

Дослідження несної здатності та деформативності елементів із зовнішнім листовим армуванням під дією згинального моменту, вимірювання деформацій здійснювалися в зоні чистого згину, що становила для зразка 1 (БС-1) – 5 см, та для зразка 2 (БС-2) – 4,94 см та для зразка 3 (БС-3) – 4,86 см, з метою унеможливлення впливу зусиль зрізу.

За результатами випробувань отримано діаграми розподілу деформацій по висоті перерізу та довжині елемента, а також графіки прогинів (рис. 3.28–3.31).

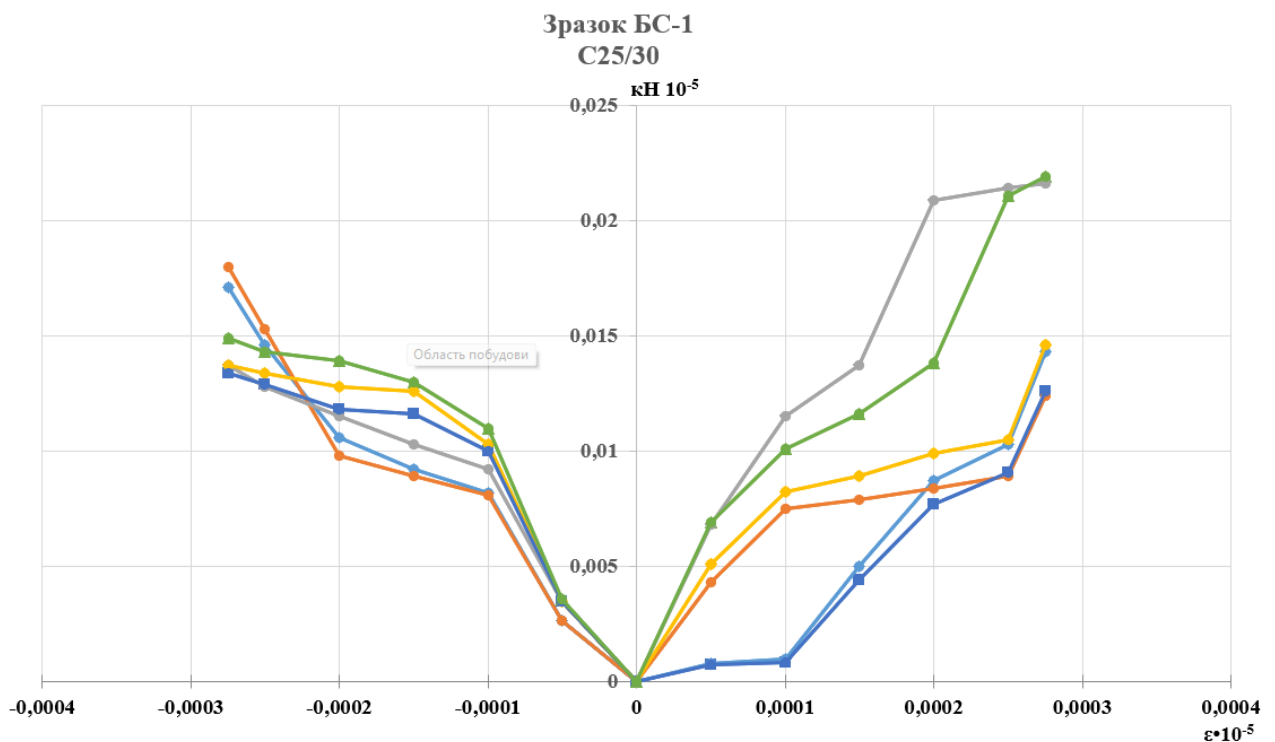


Рисунок 3.28 – Залежність деформацій від навантаження в нормальному перерізі зразка серії БС-1, заміряні електротензорезисторами, розташованими по висоті перерізу

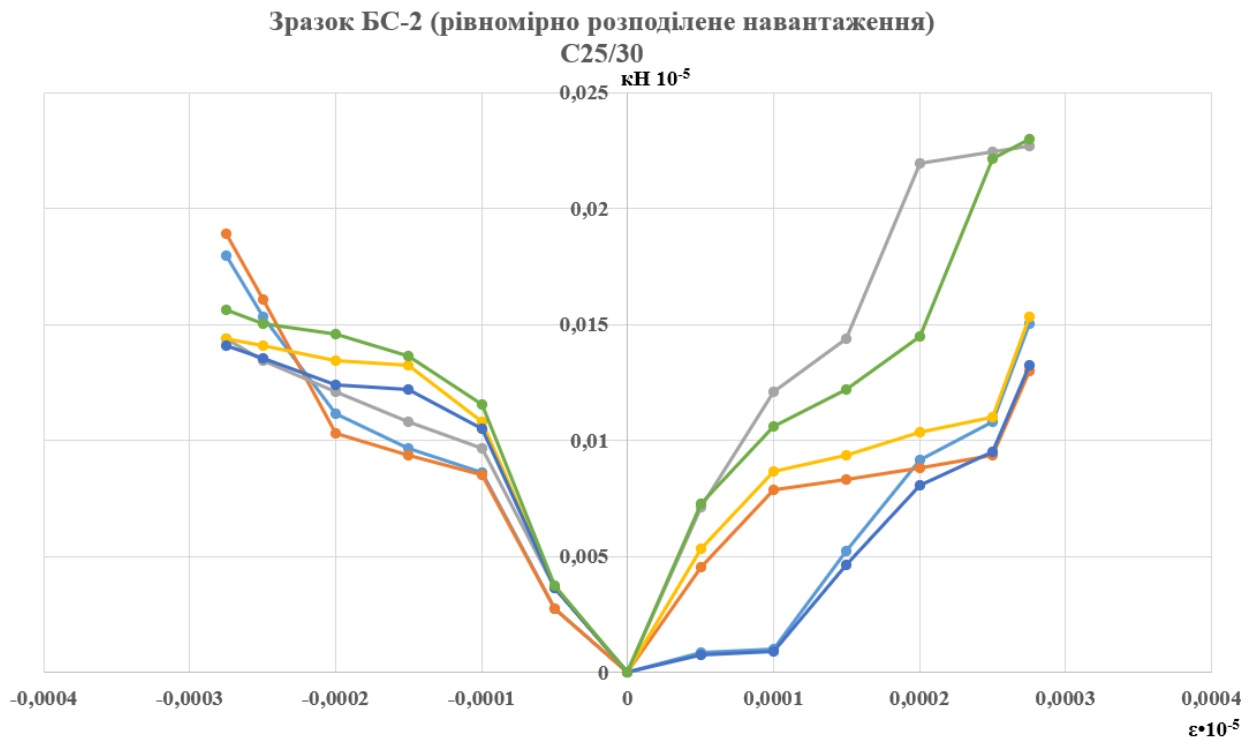


Рисунок 3.29 – Залежність деформацій від навантаження в нормальному перерізі зразка серії БС-2 заміряні електротензорезисторами, розташованими по висоті перерізу

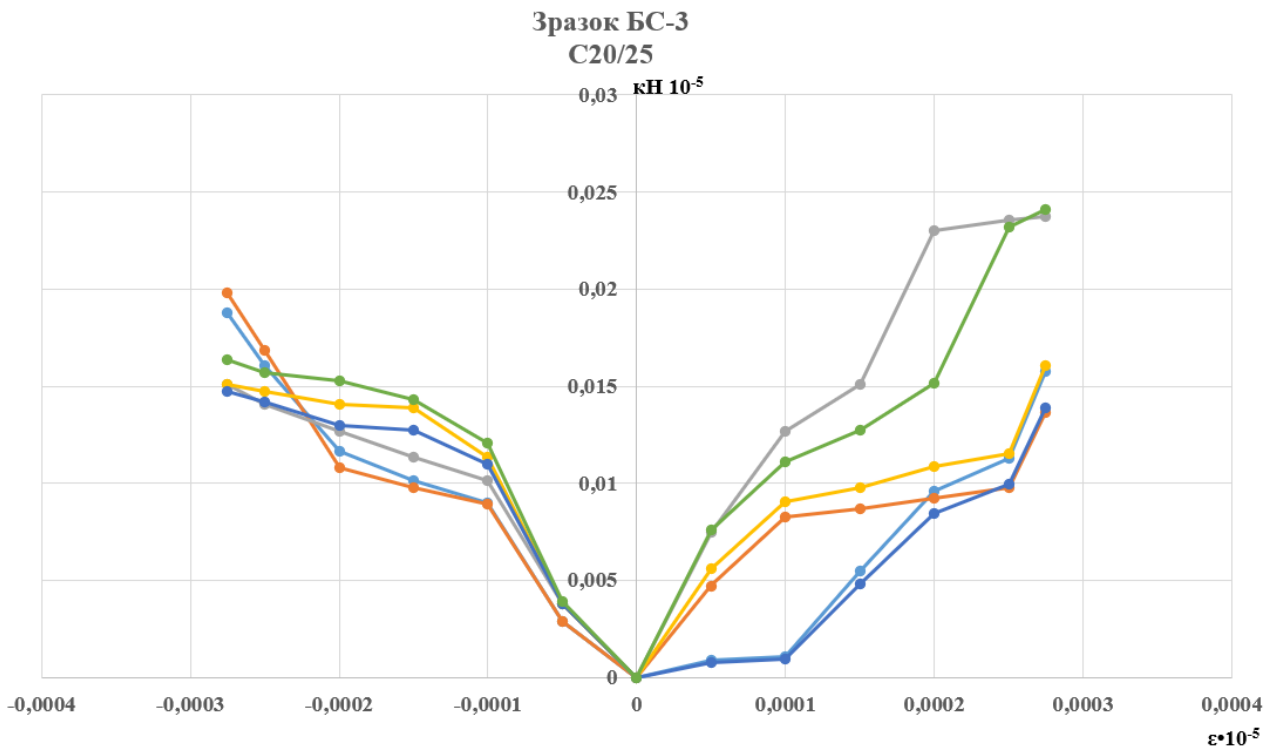


Рисунок 3.30 – Залежність деформацій від навантаження в нормальному перерізі зразка серії БС-3 заміряні електротензорезисторами, розташованими по висоті перерізу

Аналіз графіків на рис. 3.28-3.30 (залежності деформацій від навантаження для зразків БС-1, БС-2 та БС-3) дає змогу зробити такі висновки:

- на початкових етапах навантаження всі графіки мають лінійний

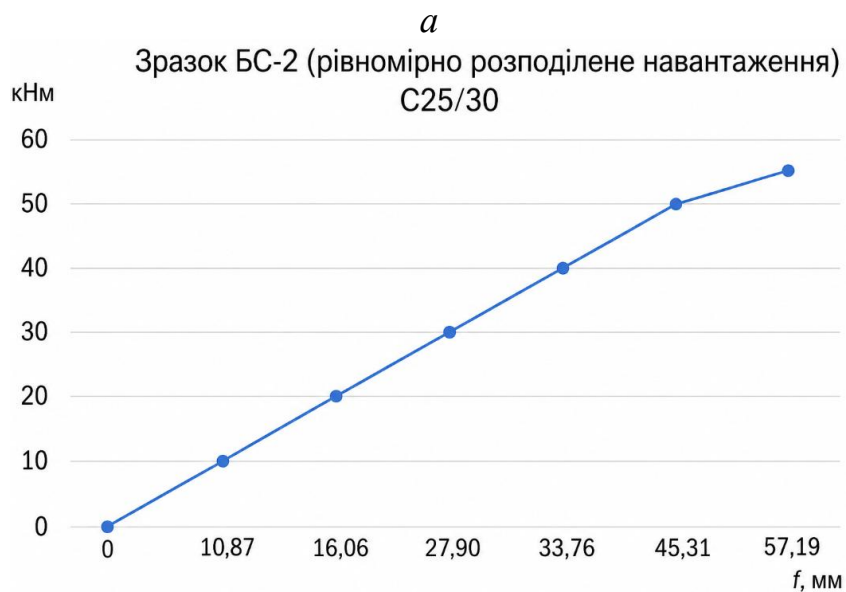
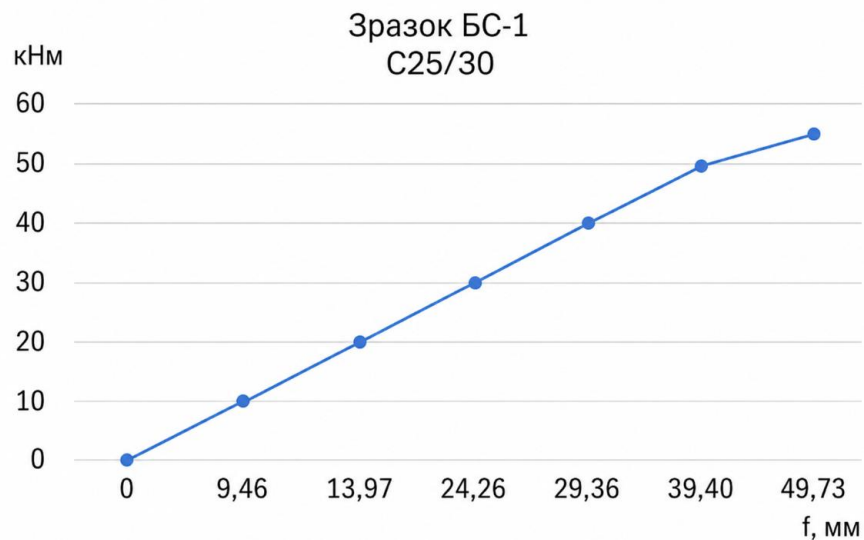
характер, що свідчить про пружну роботу матеріалів та ефективну взаємодію сталі й бетону;

- зі збільшенням навантаження до рівня 60–70 % від граничного спостерігається рівномірний розподіл деформацій по висоті перерізу, що підтверджує гіпотезу плоских перерізів;

- у разі подальшого навантаження криві набувають нелінійного (хвиляподібного) характеру, що пов'язано з утворенням і розвитком тріщин у бетоні;

- для зразка БС-3 (з бетоном нижчого класу) нелінійність виявляється раніше та інтенсивніше, що вказує на знижену жорсткість і тріщиностійкість;

- максимальні деформації у сталевих елементах свідчать про досягнення стадії текучості, що передуює руйнуванню конструкції.



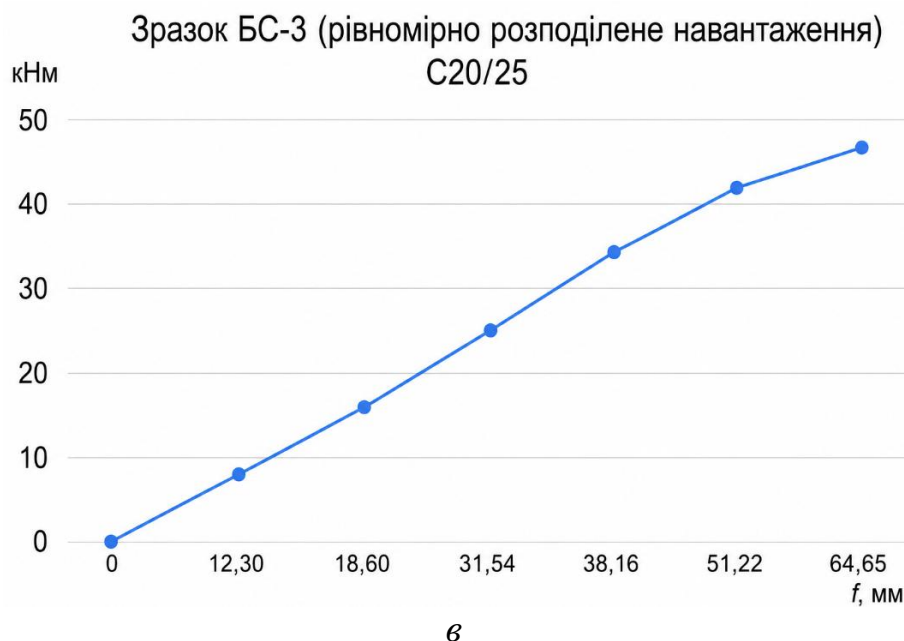


Рисунок 3.31 - Залежність прогинів від величини згинального моменту:
 a – зразок БС-1; b – зразок БС-2; ϵ – зразок БС-3

На початкових етапах навантаження зразків (див. рис. 3.30) спостерігалось виявлення пружних властивостей листової арматури та бетону, що зберігалось до досягнення 80–85 % від граничного навантаження. За досягненні навантаження понад 85 % від руйнівного, виявлялись пластичні деформації листової сталі та пружно-пластичні деформації бетону, внаслідок цього спостерігалось відшарування листової сталі в зонах максимального згинального моменту та поява тріщин у бетоні.

До рівня навантажень 60–70 % від руйнівного деформації розвивались рівномірно та лінійно, що свідчить про сумісну роботу бетону та листової арматури. Подальше збільшення навантаження призводило до хвилеподібних змін деформацій, що вказує на формування тріщин у бетоні розтягнутої зони перерізу елемента.

Із рис. 3.31 видно характер зміни прогинів балок, де показані експериментальні криві «навантаження-прогин». Аналіз результатів вимірювання прогинів зразків показує, що до досягнення 80–90 % від руйнівного навантаження спостерігається лінійна залежність. За подальшого збільшення зусилля елементи зберігали несну здатність, проте пластичні деформації інтенсивно зростали.

Навантаження, які відповідають деформаціям текучості сталі M_y ; максимальне навантаження, що може витримати зразок M_u ; максимальне значення прогинів f , наведено в табл.3.7.

Таблиця 3.7 – Несна здатність згинальних елементів по нормальному перерізу

Шифр зразка	Згинальний момент, кН·м		Прогин f , мм	$n = \frac{M_u}{M_y}$
	M_y	M_u		
№0177/25 (БС-1)	39,81	54,93	50,2	1,38
№0178/25 (БС-2)	39,96	55,12	50,59	1,38
№0179/25 (БС-3)	33,84	46,69	64,65	1,38

За результатами експериментальних випробувань сталезалізобетонних балок серій БС-1, БС-2 та БС-3 встановлено вплив схеми навантаження та класу бетону на характер роботи елементів, зокрема на момент початку відшарування сталі від бетону, граничну несну здатність і деформативність.

Балка БС-1, навантажена у чотирьох точках, продемонструвала значення моменту початку відшарування 39,81 кНм та руйнівного моменту 54,93 кНм у разі прогину 50,2 мм. Така схема навантаження забезпечує локалізований вплив сил, що сприяє рівномірнішому розподілу внутрішніх зусиль у зоні чистого згину, внаслідок чого спостерігається відносно помірна деформативність.

Для балки БС-2 з рівномірно розподіленим навантаженням значення моменту початку відшарування практично не відрізняється (39,96 кНм), однак руйнівний момент дещо вищий – 55,12 кНм, а прогин зростає до 50,59 мм. Це свідчить про інтенсивніший розвиток деформації за збереження несної здатності, що пояснюється рівномірним характером навантаження вздовж прольоту.

Балка БС-3, також навантажена рівномірно розподілено, але виготовлена з бетону нижчого класу С20/25, показала зниження як моменту початку відшарування (33,84 кНм), так і руйнівного моменту (46,69 кНм), за цих умов прогин досяг найбільшого значення – 64,55 мм. Це підтверджує суттєвий вплив

міцності бетону на спільну роботу сталевих та бетонних елементів, зокрема на жорсткість і тріщиностійкість конструкцій.

Прогини балки БС-2 зросли приблизно на 15 % порівняно з БС-1, тоді як для БС-3 збільшення становить близько 30 % відносно БС-1 та 13 % щодо БС-2, що підтверджує істотний вплив зниження класу бетону на деформативність конструкції.

Графіки прогинів балок у пружній стадії мають лінійну залежність. За навантажень, наближених до граничних (80–85 % $F_{\max}$), крива «навантаження-прогин» починає викривлюватися, а прогини продовжують зростати навіть у разі незначного збільшення навантаження. Загалом можна зробити висновок, що балки із зовнішнім листовим армуванням у разі поперечної сили функціонують як єдина монолітна конструкція. Усі отримані результати експериментального дослідження, здобуті в процесі випробувань, наведено в Протоколі випробувань (додаток А).

Узагальнюючи, можна зробити висновок, що схема навантаження меншою мірою впливає на початок відшарування, ніж клас бетону, тоді як несна здатність і деформативність здебільшого залежать як від умов навантаження, так і від міцнісних характеристик бетону. Найефективнішою за сукупністю показників є балка БС-2, тоді як зниження класу бетону (БС-3) призводить до суттєвого погіршення роботи конструкцій.

3.3.4. Випробування методом кольорової (капілярної) дефектоскопії

Після виконання експериментальних досліджень зразків сталезалізобетонної балки було виконано кольорову (капілярну) дефектоскопію поверхневих дефектів, як-от тріщини, пори, непровари, надриви у зварних швах, розшарування та інші порушення суцільності матеріалу. Цей метод належить до неруйнівних методів контролю і ґрунтується на використанні проникаючих рідин, що здатні просочуватися у відкриті поверхневі дефекти завдяки капілярним силам.

Кольорова дефектоскопія передбачає застосування комплексу спеціальних матеріалів, до складу якого входять очищувач, пенетрант (індикаторна рідина) та проявник (рис. 3.32 та 3.33). Принцип методу полягає у проникненні

пенетранта в мікропорожнини дефектів, його утриманні в них під дією капілярного тиску та подальшому «витягуванні» на поверхню за допомогою проявника з утворенням індикаторного малюнка (рис. 3.33). Завдяки цьому навіть дуже малі дефекти, які важко виявити візуально, стають помітними у вигляді чітких кольорових контурів.

Метод кольорової дефектоскопії особливо актуальний у сучасному будівництві, оскільки дає можливість ефективно контролювати якість металевих елементів конструкцій без їх пошкодження. Його широке застосування зумовлене можливістю виявлення дефектів, що з'являються на поверхні матеріалу, навіть за незначної ширини їх розкриття (близько кількох мікрометрів).

Кольоровий (капілярний) контроль універсальний у застосуванні, оскільки його головна перевага – мобільність. Метод можна застосовувати безпосередньо на місці експлуатації конструкцій, не потребує складного обладнання та не вимагає зупинки технологічних процесів. Окрім того, контроль не призводить до пошкодження досліджуваного зразка, що важливо для відповідальних конструкцій.



Рисунок 3.32 – Комплект матеріалів для проведення кольорової (капілярної) дефектоскопії



Рисунок 3.33 – Виконання кольорової дефектоскопії на металевих листах сталезалізобетонних зразків

Процес проведення кольорової дефектоскопії здійснювався за такими етапами:

1. Підготовка поверхні, під час якої виконувалось ретельне очищення поверхні зразка від забруднень, мастил та пилу за допомогою спеціального

очишувача, який наносився розпиленням. Після цього поверхня протиралась чистою тканиною до повного видалення залишків забруднень.

2. Нанесення пенетранта (проникаючий барвник). Після висушування поверхні протягом 3–5 хв наносився проникаючий барвник (пенетрант) рівномірним шаром методом розпилення. Зразок витримувався близько 30 хв для забезпечення проникнення рідини у мікродефекти.

3. Видалення надлишку пенетранта. Надлишок пенетранта видалявся з поверхні тим же очишувачем, що і на стадії попереднього очищення. Водночас пенетрант був вилучений тільки з поверхні контрольного зразка, але не з порожнини дефектів. Потім поверхня висушувалась.

4. Нанесення проявника. Після висушування поверхні наносився проявник тонким рівномірним шаром. Він виконував функцію «витягування» пенетранта з дефектів на поверхню, формуючи контрастний індикаторний малюнок, роблячи дефекти видимими.

5. Оцінювання дефектів. Через 10 хвилин після нанесення проявника проводилися фіксація і вимірювання всіх дефектів. Після нанесення проявника вони з'являлись як чіткі кольорові контури, що дозволяло визначити їх форму, розміри та розташування.

Унаслідок проведеного контролю суттєвих дефектів на поверхні металевих листів не виявлено. Зафіксовано лише окремі незначні тріщини (рис. 3.34), які локалізуються в зонах найбільших деформацій металу, що виникли під час випробування, зокрема в місці стиску.



Рисунок 3.34 – Виявленні тріщини на поверхні металевих листів

Основними перевагами методу кольорової дефектоскопії є висока наочність результатів, оперативність проведення контролю, відносно низька вартість та можливість застосування в польових умовах. Завдяки цим характеристикам метод широко використовується для оцінювання технічного стану металевих конструкцій і забезпечення їх надійності в експлуатації.

Висновки до розділу 3

У цьому розділі комплексно досліджено технологію виготовлення, методику експериментальних випробувань та результати досліджень сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням. Проведений аналіз дає змогу сформулювати узагальнені висновки щодо особливостей роботи таких конструкцій, їх несучої здатності, деформативності та характеру руйнування.

Встановлено, що якість виготовлення експериментальних зразків має визначальний вплив на достовірність отриманих результатів. Дотримання технології зварювання, бетонування та забезпечення сумісної роботи сталі і бетону за допомогою анкерних елементів забезпечило формування надійної композитної системи. Використання вимірювальних приладів (тензодатчиків та індикаторів переміщень) допомогло детально відслідкувати напружено-деформований стан конструкцій на всіх стадіях навантаження.

Результати випробувань бетонних зразків показали, що фактичні характеристики міцності відповідають заданим класам бетону C20/25 та C25/30. Встановлено нелінійний характер деформування бетону навіть на ранніх стадіях навантаження, що узгоджено з теоретичними положеннями. Низькі значення коефіцієнта варіації свідчать про високу однорідність бетону та стабільність технологічного процесу його виготовлення.

Аналіз випробувань сталевих елементів підтвердив відповідність арматури класу A500, а листової сталі – класу S300. Отримані діаграми деформування свідчать про наявність вираженої площадки текучості та достатню пластичність матеріалів, що важливо для забезпечення пластичного характеру роботи конструкцій під час граничних навантажень.

Експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок показали, що такі елементи працюють як єдина композитна система до високих рівнів навантаження (близько 60–70% від руйнівного). За таких умов забезпечується ефективна сумісна робота бетону та сталі, що виявляється у лінійному характері залежностей «навантаження-деформація» і «навантаження-прогин» у пружній стадії.

Подальше зростання навантаження призводить до розвитку тріщин у розтягнутій зоні бетону, локального відшарування сталевих листів та переходу роботи конструкції у пружно-пластичну стадію. Руйнування має поступовий характер, що є позитивною ознакою з погляду експлуатаційної надійності.

Графіки на рис. 3.28–3.30 підтверджують стадійність роботи сталезалізобетонних балок: від пружної до пружно-пластичної з подальшим руйнуванням, а також демонструють суттєвий вплив міцності бетону на характер деформування.

Порівняння дослідних зразків показало, що:

- схема навантаження має обмежений вплив на момент початку відшарування;
- рівномірно розподілене навантаження сприяє більшій деформативності за близьких значень несної здатності;
- значення класу бетону призводить до істотного зменшення несної здатності та збільшення прогинів.

Найефективнішою за сукупністю показників (міцність, жорсткість, деформативність) виявилася балка БС-2, тоді як балка БС-3 показала найгірші результати через нижчу міцність бетону.

Додаткові дослідження методом кольорової дефектоскопії підтвердили відсутність критичних дефектів у металевих елементах після випробувань, що свідчить про достатню надійність конструкції та якість виготовлення.

Узагальнюючи, можна зробити висновок, що сталезалізобетонні балки з листовим армуванням є ефективними конструктивними елементами, які забезпечують високу несну здатність, достатню жорсткість та сприятливий (пластичний) характер руйнування. Отримані результати можуть бути використані для вдосконалення розрахункових моделей та практичного застосування таких конструкцій у сучасному будівництві.

РОЗДІЛ 4.

ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З ПРИХОВАНИМИ БАЛКАМИ АІД ЧАС РОЗРОБЛЕННЯ ПРОЄКТІВ БУДІВНИЦТВА ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ

4.1. Обґрунтування застосування перекриттів та покриттів з прихованими балками на основі теоретичних і експериментальних досліджень

Результати проведених теоретичних, розрахункових та експериментальних досліджень, наведених у попередніх розділах, дають можливість обґрунтувати доцільність застосування сталезалізобетонних перекриттів і покриттів з прихованими балками в сучасному будівництві.

Аналіз сучасного стану проєктування сталезалізобетонних конструкцій (див. розділ 1) показав, що традиційні конструктивні рішення перекриттів і покриттів характеризуються значною конструктивною висотою, підвищеною матеріаломісткістю та обмеженими можливостями інтеграції інженерних систем [3, 14]. Водночас у міжнародній практиці спостерігається тенденція до широкого впровадження сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками, які забезпечують ефективне використання властивостей сталі та бетону [14, 103].

Розроблені в розділі 2 методи розрахунку сталезалізобетонних прихованих балок з листовим армуванням дають змогу точніше оцінювати їх напружено-деформований стан, несну здатність та деформативність. Отримані залежності підтверджують, що використання листового армування сприяє підвищенню жорсткості елементів та ефективнішому залученню сталевих компонентів у роботу конструкції [89, 103].

Результати експериментальних досліджень (див. розділ 3) підтвердили адекватність запропонованих розрахункових моделей та ефективність прийнятих конструктивних рішень. Установлено, що сталезалізобетонні балки з прихованим розташуванням характеризуються стабільною роботою на всіх стадіях навантаження, достатньою тріщиностійкістю та прогнозованим

характером руйнування. Отримані експериментальні дані узгоджуються з результатами інших досліджень у галузі сталезалізобетонних конструкцій [103 та 104].

Порівняльний аналіз показників роботи досліджуваних конструкцій із традиційними залізобетонними та сталевими системами свідчить про їх вищу ефективність за критеріями жорсткості, матеріаломісткості та експлуатаційних характеристик. Зокрема, застосування перекриттів і покриттів з прихованими балками допомагає зменшити конструктивну висоту елементів, забезпечити рівномірніший розподіл напружень та підвищити архітектурну виразність приміщень [14, 104].

Отже, сукупність отриманих теоретичних і експериментальних результатів підтверджує, що використання сталезалізобетонних перекриттів і покриттів із прихованими балками є технічно обґрунтованим і ефективним рішенням. Запропоновані конструктивні підходи можуть бути рекомендовані до впровадження у практику проєктування як у новому будівництві, так і під час реконструкції наявних будівель.

4.2. Особливості проєктування сталезалізобетонних перекриттів і покриттів з прихованими балками

Проєктування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками ґрунтується на результатах теоретичних і чисельних досліджень, а також на положеннях чинних нормативних документів та міжнародних стандартів з розрахунку сталезалізобетонних конструкцій [3, 4, 14]. Іодночас особливу увагу приділяють закономірностям сумісної роботи сталі та бетону, встановленим сучасними науковими дослідженнями, а також результатам чисельного моделювання перекриттів з прихованими балками [89, 103, 104].

4.2.1. Вибір конструктивної схеми

Вибір конструктивної схеми сталезалізобетонного перекриття з прихованими балками здійснюється з огляду на вимоги до міцності, тріщиностійкості та довговічності конструкції, відповідно до вимог ДБН В.2.6-98, ДБН В.1.2-2, а також EN 1994-1-1 і EN 1992-1-1.

У цій роботі обрано конструктивну схему перекриття з використанням сталезалізобетонної балки складного перерізу, інтегрованої в товщу залізобетонної плити (рис. 4.1). Балка формується нижньою сталеву пластину, яка виконує функцію опорного елемента для плит перекриття, вертикальними сталевими елементами (стінками), а також бетонним ядром з внутрішнім армуванням. Для забезпечення сумісної роботи сталі та бетону передбачено анкерів елементи, що відповідає сучасним принципам проєктування сталезалізобетонних конструкцій.

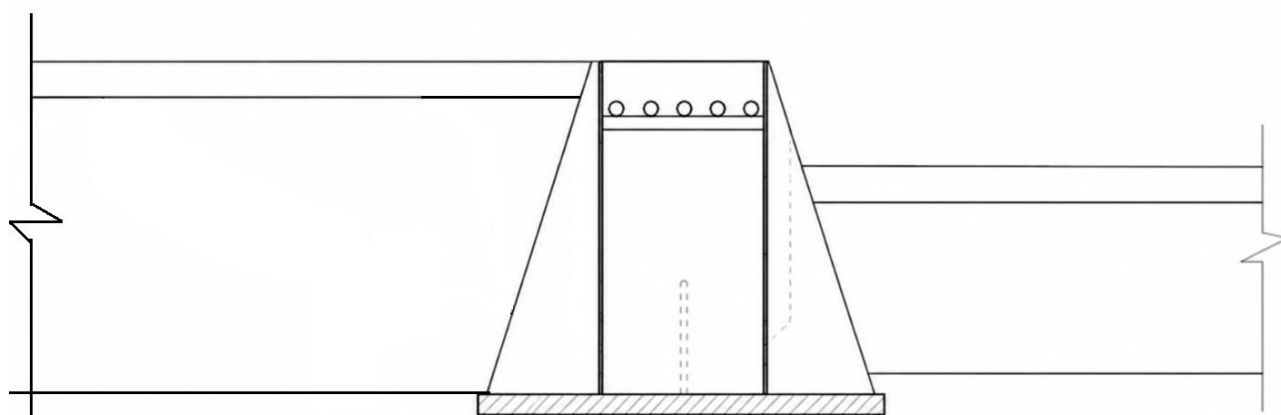


Рисунок 4.1 – Схема сталезалізобетонної балки з прихованим розташуванням у перекритті

Застосування такої конструктивної схеми відповідає сучасним тенденціям розвитку сталезалізобетонних конструкцій, зокрема використанню елементів із частково або повністю замкненим сталевим контуром, заповненим бетоном, що підвищує несну здатність і жорсткість елементів [89, 104]. Наявність анкерного з'єднання забезпечує ефективне передавання поздовжніх зусиль між сталевими та бетонними складовими та запобігає їх взаємному зсуву.

Обрана конструктивна схема забезпечує раціональний розподіл напружень у перерізі балки, ефективне передавання навантаження від елементів перекриття через нижню сталеву пластину до сталезалізобетонної балки та подальше передавання на опори. За таких умов досягається зменшення конструктивної висоти перекриття без несної здатності, що є однією з ключових переваг перекриттів з прихованими балками [14, 103].

4.2.2. Особливості роботи та розрахунку сталезалізобетонної балки з прихованим розташуванням

Сталезалізобетонна балка прихованого типу в процесі роботи характеризується складною взаємодією матеріалів, що виявляється у формуванні просторового напружено-деформованого стану. Під дією зовнішніх навантажень відбувається перерозподіл внутрішніх зусиль між сталевими елементами, бетоном та арматурним каркасом, що забезпечує сумісне сприйняття згинальних і поперечних зусиль.

У міру зростання навантаження, нижній сталевий елемент поступово переходить у стан переважного сприйняття розтягувальних напружень, тоді як бетон працює в роботу як основний елемент стиску. Вертикальні сталеві елементи виконують функцію передавання зсувних зусиль і забезпечують просторову жорсткість системи, обмежуючи локальні деформації та втрату стійкості перерізу.

Армоване бетонне заповнення виконує не лише функцію сприйняття стиску, але й стабілізує роботу сталевих елементів, підвищуючи тріщиностійкість та загальну жорсткість конструкції. Завдяки такій взаємодії забезпечується рівномірніший розподіл напружень по перерізу порівняно з традиційними залізобетонними елементами.

Ефективність спільної роботи матеріалів значною мірою залежить від надійності анкерного з'єднання, яке забезпечує передавання поздовжніх і зсувних зусиль між сталлю та бетоном та запобігає їх відносному проковзуванню. Це є визначальним чинником формування ефективної жорсткості та несної здатності балки на експлуатаційній стадії.

Робота балки характеризується просторовим напружено-деформованим станом, який утворюється унаслідок взаємодії трьох основних компонентів:

- нижня сталева пластина, що сприймає розтягувальні зусилля та працює як основний елемент сприйняття згину;
- вертикальні сталеві пластини, які забезпечують жорсткість перерізу та передавання поперечних і зсувних зусиль;

- бетон з арматурною сіткою, що сприймає переважно стискальні напруження та стабілізує роботу конструкції.

Отже, система працює як єдиний монолітний елемент, у якому матеріали включаються в роботу не послідовно, а спільно з моменту формування комбінованого перерізу.

Сумісна робота сталевих елементів, бетону та арматури у сталезалізобетонних конструкціях забезпечується завдяки жорсткому конструктивному зв'язку між матеріалами, який реалізовується через анкерні елементи, приварені до сталевих пластин, які заливались бетоном. Вони забезпечують передавання поздовжніх та зсувних зусиль і запобігають взаємному проковзуванню матеріалів у межах одного перерізу.

Такий принцип роботи відповідає загальним положенням розрахунку залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій, наведеним у [3 та 4].

Умова сумісності деформацій у першому наближенні береться як рівність відносних деформацій сталі та бетону:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_b,$$

де ε_s – відносні деформації сталевих елементів;

ε_b – відносні деформації бетону на відповідному рівні перерізу.

Недостатня кількість або жорсткість анкерних елементів призводить до часткової втрати спільної роботи матеріалів, що виявляється у зменшенні ефективної жорсткості перерізу та збільшення прогинів конструкції.

Розрахунок сталезалізобетонної балки виконується зважаючи на поетапне формування її роботи:

- монтажна стадія – робота сталеві системи до бетонування;
- стадія твердіння бетону – поступове залучення бетону в роботу;
- експлуатаційна стадія – спільна робота сталі, бетону та арматури як єдиного конструктивного елемента.

Такий підхід відповідає граничному методу розрахунку залізобетонних конструкцій відповідно до ДБН В.2.6-98 та загальних принципів механіки залізобетону [3].

Розрахунок несної здатності виконується на основі рівноваги внутрішніх зусиль у сталевих елементах, бетони та арматурі, згідно з ДБН В.2.6-98 та Johnson R.P. *Composite Structures of Steel and Concrete* (як аналітична основа моделювання роботи перерізів):

$$M_{Rd} = \sum (N_i \cdot z_i),$$

де N_i – внутрішні зусилля у сталевих пластинах, бетону та арматурі;

z_i – відповідні плечі внутрішніх сил відносно нейтральної осі.

Експлуатаційні прогини визначаються зважаючи на ефективну жорсткість сталезалізобетонного перерізу, відповідно до ДБН В.2.6-98, ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 та Oehlers D.J., Bradford M.A. *Steel and Concrete Structural Members*:

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI_{\text{eff}}}$$

де I_{eff} зважає на роботу сталевих пластин, бетону та арматурної сітки, беручи до уваги тріщиноутворення та часткову втрату жорсткості бетону в розтягнутій зоні.

Піж час проєктування сталезалізобетонних балок необхідно звернути увагу на:

- просторову роботу металевих елементів (нижня та вертикальні металеві пластини);
- сумісну роботу металевого каркаса та бетону;
- анкерні елементи, зчеплення металу з бетоном;
- нелінійну роботу бетону та тріщиноутворення;
- можливу втрату жорсткості в разі нерівномірного зчеплення матеріалів.

Для уточненого аналізу застосовується метод скінченних елементів (див. розділ 2), за допомогою якого можна моделювати контактну взаємодію сталевих елементів, бетону та арматури в єдиній розрахунковій моделі.

4.2.3. Конструктивні вимоги та обмеження під час проєктування

Проєктування сталезалізобетонного перекриття із застосуванням досліджуваних балок, що складаються з нижньої опорної сталевий пластини, двох вертикальних металевих пластин, бетону з арматурною сіткою та анкерних елементів, виконується зважаючи на вимоги міцності, жорсткості, тріщиностійкості та технологічності відповідно до чинних нормативних документів України [3, 4, 14].

Геометрія балки повинна забезпечувати:

- достатній об'єм бетону, для його повного залучення в роботу на стиск;
- можливість розміщення арматурної сітки з дотриманням захисного шару бетону;
- роботу вертикальних металевих пластин як елементів жорсткості;
- сприйняття нижньою металевою пластиною основних розтягувальних зусиль та опорних реакцій від плит перекриття чи покриття.

Особливу увагу слід приділяти забезпеченню якісного бетонування у важкодоступних зонах між вертикальними металевими пластинами.

Для забезпечення експлуатаційної придатності конструкцій необхідно обмежувати деформації та прогини відповідно до вимог граничних станів другої групи ДБН В.2.6-98:2009 [3]:

$$\frac{L}{h} \leq \frac{20}{25}$$

Анкерні елементи, приварені до внутрішньої поверхні нижньої пластини, повинні забезпечувати:

- надійне передавання зсувних зусиль;
- запобігання локальному відшаруванню бетону;
- рівномірну роботу бетонної частини по довжині балки;
- включення концентрації напружень у зонах зварювання.

Розрахунок виконується відповідно до ДБН В.2.6-160:2010 [4].

Під час виготовлення та бетонування сталезалізобетонних балок необхідно забезпечити:

- якісне заповнення бетону без пустот;

- можливість ущільнення бетонної суміші;
- надійне зчеплення бетону з внутрішніми сталевими поверхнями;
- високу якість зварних з'єднань металевих елементів та анкерів.

Порушення технології виготовлення може призвести до зниження жорсткості та експлуатаційної надійності конструкції.

4.3. Застосування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками у новому будівництві та реконструкції будівель

Застосування сталезалізобетонних перекриттів і покриттів з прихованими балками є ефективним конструктивним рішенням, що забезпечує раціональне поєднання властивостей сталі, бетону та арматури. Відповідно до вимог чинних нормативних документів України, такі конструкції проєктуються зважаючи на граничні стани, умови сумісної роботи матеріалів та експлуатаційну придатність [3, 4, 14].

Результати теоретичних та експериментальних досліджень, наведені у попередніх розділах (див. розділи 2, 3), підтверджують, що застосування сталезалізобетонних балок прихованого типу дає можливість підвищити жорсткість перекриттів, зменшити їх конструктивну висоту та забезпечити ефективний розподіл внутрішніх зусиль у перерізі.

Використання таких конструкцій відповідає сучасним тенденціям розвитку будівельних систем, що передбачають підвищення ефективності використання матеріалів, зменшення маси конструкцій та оптимізації архітектурно-планувальних рішень [89, 103, 104].

4.3.1. Застосування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками у проєктах нового будівництва

У новому будівництві сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками доцільно застосовувати у будівлях різного призначення відповідно до вимог ДБН В.1.2-2 щодо навантажень і впливів та ДБН В.2.6-98 щодо розрахунку конструкцій [1, 3, 4].

Основні напрями застосування такі:

- будівлі з високими вимогами до жорсткості та обмеження деформацій;

- промислові будівлі з великими прольотами та значними експлуатаційними навантаженнями;
- житлові та громадські будівлі з підвищеними вимогами до планувальної гнучкості.

Застосування таких конструкцій у новому будівництві дає змогу зменшити конструктивну висоту перекриття, що відповідає вимогам оптимізації об'ємно-планувальних рішень [89, 104], підвищити ефективність використання матеріалів унаслідок розподілу функцій між сталевими елементами та бетоном [4, 89], забезпечити нормативні показники жорсткості та прогинів відповідно до ДБН В.2.6-98 [3], спростити прокладання інженерних мереж у міжповерховому просторі, а також зменшити масу перекриття, що позитивно впливає на навантаження, що передається на фундаменти.

Особливістю застосування є використання нижнього металевого елемента балки як опорної частини для плит перекриття, що забезпечує ефективне передавання навантаження відповідно до розрахункових положень ДБН В.2.6-160 [4].

Під час проєктування необхідно брати до уваги вибір кроку балок і плит перекриття відповідно до розрахункових навантажень [1], забезпечення тріщиностійкості та жорсткості конструкцій [3], технологію монтажу та бетонування конструкції та умови роботи конструкції на різних стадіях навантаження.

Використання сталезалізобетонних балок прихованого типу в новому будівництві узгоджується з підходами, наведеними у міжнародних нормативних документах, зокрема ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 та ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1, які регламентують принципи розрахунку конструкцій із сумісною роботою матеріалів [103 та 104].

4.3.2 Застосування сталезалізобетонних перекриттів та покриттів з прихованими балками під час реконструкції будівель

У процесі реконструкції наявних будівель сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками є ефективним рішенням для підсилення та модернізації конструкцій із сумісною роботою матеріалів [103 та 104].

Основні напрями застосування такі:

- підсилення наявних перекриттів у разі збільшення експлуатаційних навантажень;
- заміна застарілих або пошкоджених конструкцій перекриттів;
- адаптація будівель з обмеженою висотою поверхів.

Застосування таких конструкцій під час реконструкції допомагає зменшити додаткове навантаження на наявні конструкції завдяки раціональній роботі перерізу [89], підвищити несну здатність перекриття без суттєвого збільшення її висоти [16], забезпечити поетапне залучення конструкцій у роботу, що відповідає вимогам розрахунку за стадіями [16], та виконувати монтаж у складних умовах реконструкції.

Разом з тим, під час реконструкції необхідно звернути увагу на технічний стан наявних конструкцій відповідно до вимог обстеження [2], сумісність нових та наявних елементів, особливості передавання навантажень на опори та технологічні обмеження виконання робіт.

Підходи до застосування сталезалізобетонних конструкцій під час реконструкції узгоджуються з міжнародною практикою використання комбінованих конструктивних систем, наведених у роботах [89, 103].

Застосування сталезалізобетонних перекриттів і покриттів із прихованими балками технічно обґрунтоване як у новому будівництві, так і під час реконструкції будівель. Вони забезпечують підвищення жорсткості, зменшення матеріаломісткості та покращення експлуатаційних характеристик конструкцій відповідно до вимог чинних нормативних документів України та міжнародних стандартів [2, 3, 4, 6, 7, 14, 16].

4.4. Техніко-економічна ефективність застосування

Оцінювання техніко-економічної ефективності застосування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками виконується порівнянням їх основних показників із традиційними залізобетонними перекриттями відповідно до вимог нормативних документів України щодо проектування та вартості будівництва [3, 4, 14].

Актуальність застосування таких конструкцій особливо зростає для будівель із великими прольотами та підвищеними експлуатаційними навантаженнями, зокрема будівель аеропортів, де важливими є жорсткість, мінімальна конструктивна висота та можливість інтеграції інженерних систем.

4.4.1. Порівняльний розрахунок техніко-економічної ефективності для умов, характерних для громадських будівель із великими прольотами, зокрема будівель аеропортів

Вихідні дані:

- проліт перекриття: $L=12$ м;
- розрахункова смуга: $b=1$ м;
- рівномірно-розподілене навантаження $q = 8,0$ кН/м², відповідно до ДБН В.1.2-2 [1];

Лінійне навантаження:

$$q_l = 8 \cdot 1 = 8 \text{ кН} / \text{м}$$

Визначення згинального моменту

Для шарнірно-обпёртої балки максимальний момент визначається за формулою:

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{8 \cdot 12^2}{8} = 144 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Порівняння конструктивної висоти (рис. 4.2)

Відповідно до ДБН В.2.6-98 [5]:

- для залізобетонної балки:

$$h_{RC} \approx \frac{L}{10} = \frac{12}{10} = 1,2 \text{ м};$$

- для сталезалізобетонної балки:

$$h_{RC} \approx \frac{L}{15} = \frac{12}{15} = 0,8 \text{ м};$$

- відносне зменшення:

$$\Delta h = \frac{1,2 - 0,8}{1,2} \cdot 100\% \approx 33\%.$$

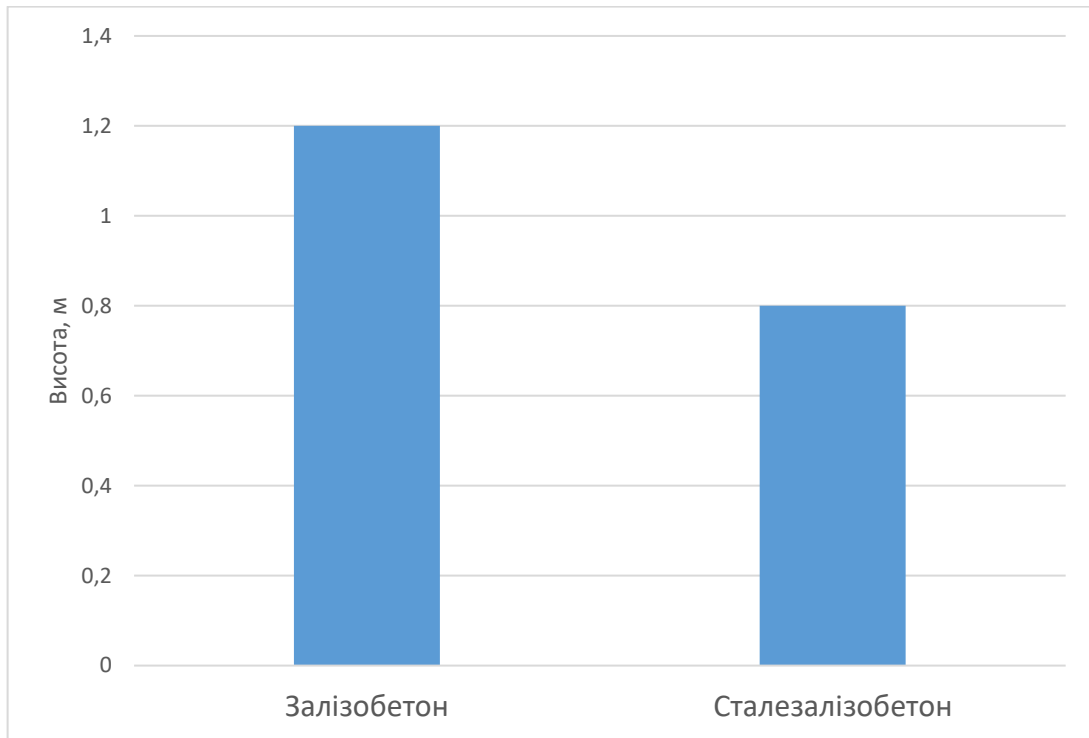


Рисунок 4.2 – Графік порівняння конструктивної висоти перекриттів

Оцінювання матеріаломісткості

На основі узагальнених даних [3, 4, 14]:

- залізобетонне перекриття:
- бетон – 0,45 м³/м²;
- арматура – 50 кг/м²;
- сталезалізобетонне перекриття:
- бетон – 0,30 м³/м²;
- метал – 40 кг/м².

Економія бетону:

$$\Delta V = \frac{0,45 - 0,30}{0,45} \cdot 100\% \approx 33\%.$$

Зменшення власної ваги конструкції призводить до зниження навантаження на несні елементи та фундаменти.

Перевірка деформативності (рис. 4.3)

Прогин визначається за формулою:

$$f = \frac{5qL^4}{384EI}.$$

Зважаючи на те, що:

$$I_{SC} \geq I_{RC},$$

отримаємо зменшення прогинів у сталезалізобетонних конструкціях на 20–30 % порівняно з традиційними залізобетонними конструкціями.

Це відповідає вимогам граничних станів другої групи за ДБН В.2.6-98 [3].

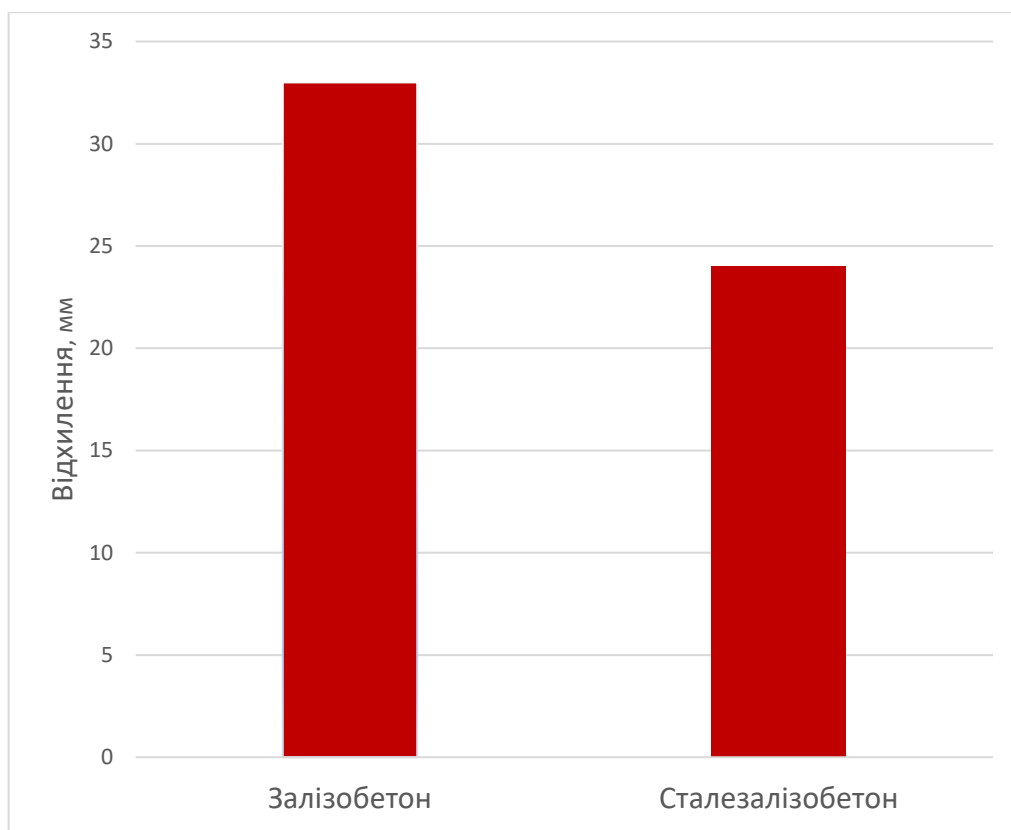


Рисунок 4.3 – Графік порівняння прогинів

Економічне оцінювання (рис. 4.4)

Загальна вартість конструкції визначається за формулою:

$$C = C_{\text{мат}} + C_{\text{мон}} + C_{\text{експ}}.$$

Унаслідок зменшення об'єму бетону, зниження маси конструкцій та скорочення тривалості монтажу досягається економічний ефект:

$$\Delta C = 12\% - 20\%.$$

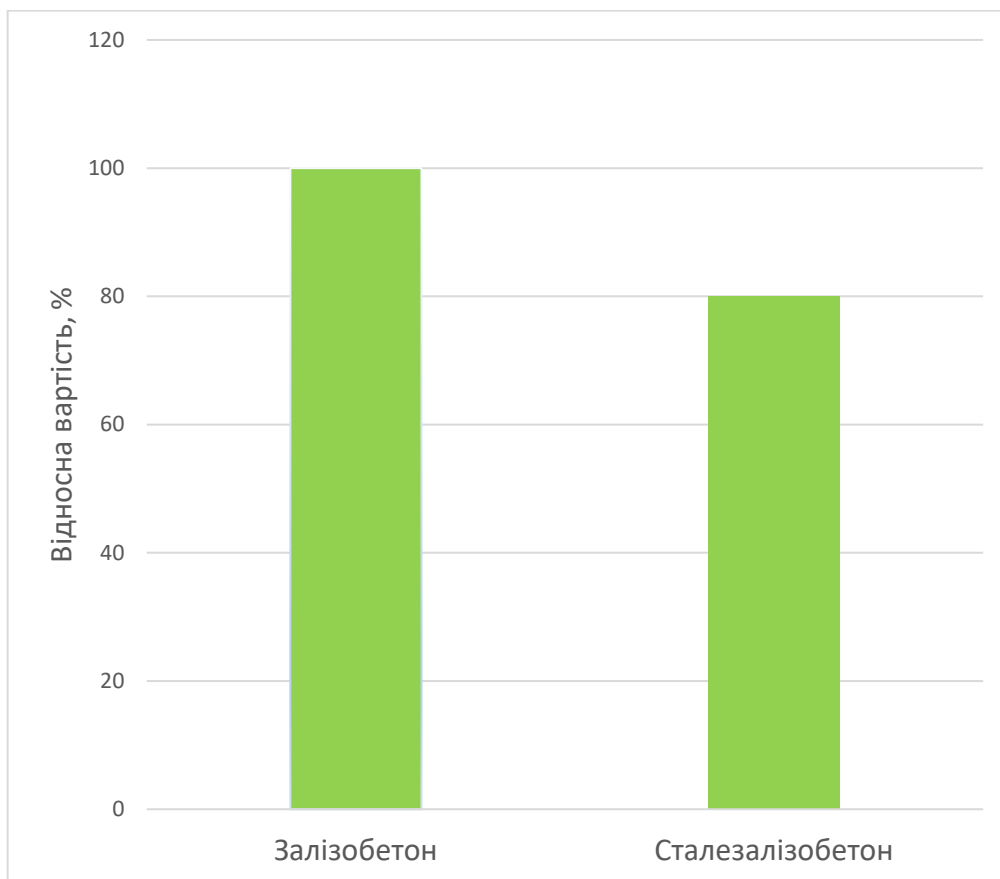


Рисунок 4.4 – Графік порівняння вартості

Для будівель аеропортів ефективність застосування таких конструкцій зростає унаслідок великих прольотів (10–15 м і більше), значних експлуатаційних навантажень, необхідності відкритих внутрішніх просторів та високих вимог до жорсткості перекриттів. Зменшення конструктивної висоти навіть на 0,4 м для одного поверху призводить до суттєвого зниження об’єму будівлі та вартості її зведення.

Розрахункове порівняння показало, що застосування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками забезпечує (табл. 4.1):

- зменшення конструктивної висоти до 33 %;
- скорочення витрат бетону до 30–35 %;
- зменшення прогинів до 20–30 %;
- загальне зниження вартості перекриття до 20 %.

Таблиця 4.1 – Порівняння техніко-економічних показників перекриттів

Показник	Одиниця вимірювання	Залізобетонне перекриття	Сталезалізобетонне перекриття з прихованими балками	Відносна зміна
Проліт	м	12	12	–
Конструктивна висота	м	1,20	0,80	33 %
Об'єм бетону	м ³ /м ²	0,45	0,30	33 %
Витрата сталі	кг/м ²	50	40	20 %
Власна вага	кН/м ²	11,0	7,5	30 %
Максимальний момент	кН·м	144	144	–
Прогин	м	12	12	–
Тривалість монтажу	м	1,20	0,80	33 %
Вартість	м ³ /м ²	0,45	0,30	33 %

Це підтверджує доцільність застосування сталезалізобетонного перекриття з прихованими балками у будівлях із великими прольотами, зокрема в об'єктах транспортної інфраструктури, як-от аеропорти.

4.5. Упровадження результатів дисертаційного дослідження

На основі виконаних теоретичних, розрахункових та експериментальних досліджень (див. розділи 1–3), а також аналізу вимог чинних нормативних документів, зокрема ДБН В.2.6-98:2009, ДБН В.2.6-160:2010 та ДБН В.1.2-2:2006, розроблено практичні рекомендації щодо застосування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками під час проєктування нових об'єктів та реконструкції наявних будівель і споруд. Запропоновані підходи спрямовані на підвищення ефективності конструктивних рішень, забезпечення нормативних вимог щодо міцності, жорсткості, тріщиностійкості та експлуатаційної придатності конструкцій, а також оптимізацію матеріаломісткості та конструктивної висоти перекриттів.

Практична значущість результатів дисертаційного дослідження підтверджується їх впровадженням у діяльність проєктних, виробничих, науково-дослідних організацій та використанням у навчальному процесі закладу

вищої освіти, що підтверджується відповідними довідками та актами впровадження (додаток Б).

Результати дисертаційного дослідження впроваджено у діяльність ПрАТ «ГПРОЦИВІЛЬПРОМБУД» під час розроблення проєктних рішень у процесі проєктування будівництва та реконструкції об'єктів із великопрогонними перекриттями (Додаток Б). Зокрема, використано результати дослідження щодо застосування сталезалізобетонних конструкцій із прихованими балками, особливостей їх роботи під навантаженням та конструктивних рішень, спрямованих на підвищення експлуатаційної надійності, довговічності та ефективності використання матеріалів. Запропоновані технічні рішення ухвалено до подальшого опрацювання та рекомендовано до використання на наступних стадіях проєктування об'єктів.

Практичне впровадження результатів роботи здійснено у виробничій діяльності ПрАТ «Завод ЗБК №1 ДБК №1», де результати дослідження використано під час оцінювання перспектив застосування сучасних конструктивних рішень у виробництві залізобетонних виробів та елементів перекриття (Додаток Б). Практичне значення мають запропоновані підходи до застосування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками, спрямовані на підвищення несної здатності та жорсткості конструкцій, зменшення матеріаломісткості виробів та вдосконалення технічних рішень під час виготовлення будівельних конструкцій.

Результати дисертаційного дослідження впроваджено у діяльність Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК) та використовуються під час підготовки науково-технічних рекомендацій, методичних матеріалів і вдосконалення нормативно-технічної документації у сфері проєктування сталезалізобетонних конструкцій (одаток В). Зокрема, результати дослідження застосовуються під час:

- розроблення рекомендацій щодо проєктування та розрахунку сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками зважаючи на вимоги міцності, жорсткості, тріщиностійкості та довговічності конструкцій;

- удосконалення методик оцінювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій та визначення їх раціональних конструктивних параметрів;

- виконання науково-дослідних і проєктних робіт, пов'язаних із забезпеченням надійності, експлуатаційної придатності та підвищення ефективності несних конструкцій будівель;

- підготовки пропозицій щодо оновлення нормативних документів у сфері проєктування та розрахунку сталезалізобетонних конструкцій цивільних і спеціальних споруд.

Отримані результати сприяють удосконаленню підходів до проєктування та розрахунку сталезалізобетонних конструкцій, а також можуть бути використанні при подальшому розвитку нормативної бази будівельної галузі.

Окремим напрямом впровадження є використання результатів дисертаційного дослідження у навчальному процесі підготовки здобувачів вищої освіти за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (додаток Б). Матеріали дослідження впроваджені під час підготовки лекційних і практичних занять, а також навчально-методичного забезпечення дисциплін, пов'язаних із проєктуванням та розрахунком сталезалізобетонних конструкцій. Результати дослідження використано у процесі викладання дисципліни «Сталезалізобетонні конструкції: моделювання, конструювання, будівництво», зокрема за темами, присвяченими конструктивним особливостям сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками, розрахунку їх несної здатності, жорсткості та експлуатаційної придатності. Окрім того, запропоновані методики рекомендовано застосовувати під час виконання індивідуальних навчально-дослідних завдань та підготовки здобувачів до науково-дослідної роботи.

Отже, результати дисертаційного дослідження пройшли практичну апробацію та впровадження у проєктній, виробничій, науково-дослідній та освітній діяльності. Це підтверджує їх прикладне значення, ефективність запропонованих конструкцій і розрахункових підходів, а також можливість подальшого використання для вдосконалення практик проєктування,

виробництва та нормативного забезпечення сталезалізобетонних конструкцій з прихованими балками.

Висновки до розділу 4

На основі результатів теоретичних, чисельних та експериментальних досліджень обґрунтовано доцільність застосування сталезалізобетонних перекриттів і покриттів з прихованими балками у новому будівництві та під час реконструкції наявних будівель. Установлено, що запропоновані конструктивні рішення забезпечують ефективну сумісну роботу сталі, бетону та арматури, що сприяє підвищенню жорсткості, несної здатності та експлуатаційної надійності конструкцій.

Розроблено практичні рекомендації щодо проєктування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками [92] з огляду на вимоги чинних нормативних документів України та міжнародних стандартів. Визначено основні принципи вибору конструктивної схеми, особливості роботи та розрахунків сталезалізобетонної балки прихованого типу, а також конструктивні вимоги щодо забезпечення міцності, жорсткості, тріщиностійкості, довговічності та технологічності виготовлення.

Встановлено, що застосування сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками у проєктах нового будівництва дає змогу зменшити конструктивну висоту перекриттів, оптимізувати архітектурно-планувальні рішення, забезпечити ефективне використання матеріалів та спростити інтеграції, інженерних систем. Під час реконструкції будівель такі конструкції забезпечують можливість підвищення несної здатності та модернізації перекриттів без істотного збільшення власної ваги конструкцій.

Виконано оцінювання-техніко-економічної ефективності застосування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками для умов, характерних для громадських будівель із великими прольотами, зокрема будівель аеропортів. За результатами порівняльного аналізу встановлено, що використання запропонованих конструктивних рішень забезпечує:

- зменшення конструктивної висоти перекриття до 33 %;
- скорочення витрат бетону до 30–35 %;

- зниження власної ваги конструкцій до 30 %;
- загальне зниження вартості перекриття до 20 %.

Показано, що підвищення техніко-економічної ефективності особливо суттєве для будівель із великими прольотами та значними експлуатаційними навантаженнями, де важливими є зменшення конструктивної висоти, забезпечення високої жорсткості та можливість формування відкритих внутрішніх просторів. Це підтверджує перспективність використання запропонованих конструкцій у транспортній інфраструктурі, зокрема під час проєктування та реконструкції будівель аеропортів.

На основі виконаних досліджень розроблено практичні рекомендації щодо застосування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками під час проєктування нових об'єктів та реконструкції наявних будівель і споруд. Отримані результати впроваджено у діяльність проєктної організації, виробничого підприємства, науково-дослідної установи та у навчальний процес закладу вищої освіти, що підтверджується відповідними довідками та актами впровадження (додаток Б).

Практичне впровадження результатів дослідження підтверджує їх прикладне значення та можливість використання для вдосконалення підходів до проєктування, виробництва, нормативного забезпечення та підготовки фахівців у сфері сталезалізобетонних конструкцій. Отримані результати можуть бути використані при подальшому розвитку сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками.

Сукупність отриманих результатів підтверджує, що запропоновані конструктивні рішення сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками технічно обґрунтовані, економічно ефективні та перспективні для широкого впровадження у практику проєктування й будівництва об'єктів різного функціонального призначення.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі виконано актуальне науково-практичне завдання, що полягає у розробленні та обґрунтуванні конструктивних і розрахункових рішень сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками для будівель аеропортів зважаючи на особливості експлуатаційних навантажень, архітектурно-планувальні вимоги та забезпечення необхідної несної здатності, жорсткості й експлуатаційної придатності конструкцій. За результатами проведених досліджень сформульовано такі загальні висновки:

1. Проаналізовано аналіз сучасні конструктивні системи сталезалізобетонних перекриттів та міжнародних підходів до їх проектування. Встановлено, що застосування перекриттів із прихованими балками дає можливість зменшити конструктивну висоту перекриття на 15–25 % порівняно з традиційними балковими системами, що особливо ефективно для великопролітних будівель аеропортів. Визначено, що найперспективнішими є композитні системи на основі сталевих НQ-та швелерних балок, які забезпечують підвищення жорсткості та ефективне використання внутрішнього простору будівлі.

2. Досліджено особливості роботи сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками та встановлено основні чинники, що впливають на їх несну здатність і деформативність. Установлено, що сумісна робота сталевих і бетонних елементів забезпечує підвищення несної здатності конструкції на 20–35 % порівняно зі звичайними залізобетонними елементами аналогічної висоти. Визначено, що збільшення жорсткості композитної системи дає змогу зменшити прогини перекриття в середньому на 18–27 %, а також забезпечує рівномірніший розподіл внутрішніх зусиль у конструкції.

3. Розроблено чисельно-аналітичні моделі сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками зважаючи на фізичну нелінійність матеріалів та особливостей просторової роботи конструкції. Чисельне моделювання виконано у ПК ЛІРА-САПР із врахуванням сумісної роботи сталі, бетону та арматури. Порівняння результатів аналітичних і чисельних

розрахунків показало задовільну збіжність, водночас розбіжність між результатами становила не більше ніж 5–10 %, що підтверджує достовірність запропонованих моделей та можливість їх практичного використання під час проєктування сталезалізобетонних перекриттів.

4. Виконано чисельні дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних перекриттів за різних конструктивних схем, прольотів та експлуатаційних навантажень, характерних для будівель аеропортів. Установлено, що найефективнішими є системи з прольотами 12–18 м, для яких досягається раціональне співвідношення між масою конструкції, жорсткістю та несною здатністю. За результатами моделювання встановлено, що застосування прихованих балок допомагає знизити власну вагу перекриття на 10–18 %, а також зменшити витрати сталі до 12 % завдяки ефективній композитній роботі елементів.

5. Установлено закономірності впливу конструктивних параметрів прихованих балок на ефективність роботи перекриття. Визначено, що найбільший вплив на несну здатність і деформативність мають висота сталевого профілю, ступінь композитної взаємодії та міцність бетону. Підвищення класу бетону забезпечує зростання несної здатності перекриття в середньому на 10–15 %, тоді як оптимізація геометричних параметрів прихованих балок дає змогу знизити деформативність конструкції до 20 %. На основі проведених досліджень запропоновано раціональні конструктивні рішення для будівель аеропортів, які забезпечують ефективне поєднання архітектурних, технологічних та конструктивних вимог.

6. Розроблено практичні рекомендації щодо проєктування та застосування сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками у будівлях аеропортів. Встановлено, що застосування запропонованих конструктивних рішень дає можливість підвищити ефективність використання внутрішнього простору будівлі до 12–18 % завдяки зменшенню конструктивної висоти перекриття та відсутності виступаючих балкових елементів. Техніко-економічний аналіз показав, що використання сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками дає змогу скоротити терміни монтажу на 15–20 %, а загальні витрати на

будівництво — на 8–12 % порівняно з традиційними конструктивними системами.

Результати дослідження підтвердили доцільність застосування сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками у новому будівництві та реконструкції будівель аеропортів. Запропоновані конструктивні та розрахункові рішення можуть бути використані під час розроблення проєктної документації, удосконалення нормативної бази та впровадження сучасних композитних конструкцій у практику цивільного та транспортного будівництва.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2020-06-01]. Київ: Мінбуд України, 2006. 75 с.
2. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення. [Чинний від 2022-09-01]. Київ: Мінрегіон України, 2019. 13 с.
3. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [Текст]. На заміну СНиП 2.03.01-87*. [чинні від 01.06.2011] Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2011. 71 с.
4. ДБН В 2.6.160:210. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. [чинні від 01.09.2011] Київ: Мінрегіон України, 2020. 54 с.
5. ДСТУ Б В.2.6-7-95. Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Правила виконання робіт. [Чинний від 1996-01-01]. Київ: Держбуд України, 1995. 52 с
6. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. [Чинний від 2009-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 13 с.
7. ДСТУ Б В.2.7-216:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення деформацій усадки та повзучості. [чинний від 2009-07-01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 20 с
8. ДСТУ Б В.2.7-217:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. [Чинний від 2009-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 15 с.
9. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Бетони. Правила контролю міцності. [чинний від 2009-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 13 с.

10. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. [Чинний від 2021-01-01]. Київ: УкрНДНЦ, 2019. 34 с.
11. ДСТУ 4042-2001. Прокат арматурний. Метод випробувань на втому. [Чинний від 2002-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2001. 9 с.
12. ДСТУ ISO 6892:2019 Метали. Метод випробування на розтяг за кімнатної температури (ISO 6892:2019, IDT). [Чинний від 2020-07-01]. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 46 с.
13. ДСТУ ISO 7438:2005 Метали. Випробування на згин (ISO 7438:2005, IDT). [Чинний від 2007-01-01]. Київ: Держспоживстандарт України, 2006. 14 с.
14. ДСТУ – Н Б EN 1994-1-1:2010. Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT). Наказ Мінрегіонбуд України, 2012. 158 с.
15. EN 206:2013+A2:2021. Concrete – Specification, performance, production and conformity. Brussels: European Committee for Standardization, 2021. 100 с.
16. Eurocode 4. Common Unified Rules for Composite Steel and concrete Structures European Committee for Standardization. (CEN) ENW. 1994 – 1-1:1992. 180 p. URL: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/12/en.1994.1.1.2004.pdf>
17. American Institute of Steel Construction. (2010). Specification for structural steel buildings, AISC 360-10, Chicago, IL.
18. American Concrete Institute. (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

19. Standards Australia. (2017). *AS 2327: Composite structures—Composite steel-concrete construction in buildings*. Sydney, Australia: Standards Australia.
20. Аметов Ю. Г. Вплив режиму навантаження і тривалого витримування під навантаженням на несучу здатність сталезалізобетонних балок: автореф. дис. канд. техн. наук: Київ, 2003. 20 с.
21. Бабич В. І., Кочкар'юв Д. В., Різак В. В. Розрахунок залізобетонних елементів і їх перерізів деформаційним методом. *Бетон та залізобетон в Україні*. Київ. 2004. №2. С. 2 – 7.
22. Бабич Є. М., Бабич В. Є., Савицький В. В. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі. Рівне: Вид-во Нац. ун-ту водного госп-ва та природокористування, 2005. 37 с.
23. Бамбура А. М. Про критерії руйнування залізобетонного перерізу. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. ст. Рівне: Нац. ун-т водного госп-ва та природокористування, 1996. С. 84 – 88.
24. Биба В. В. Стиснені сталезалізобетонні елементи з листовим армуванням: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Полтава, 2006. 22 с.
25. Бібік Д. В., Семко В. О., Воскобійник О. П. Сталезалізобетонний ригель покриття таврового перерізу: пат. 61921 Україна, МПК Е 04 В 1/30; патентовласник ПНТУ ім. Юрія Кондратюка. № у 2010 12197; заявл. 15.10.2010; опубл. 10.08.2011. Бюл. №15. 4 с.
26. Бібік Д. В., Семко О. В. Визначення внутрішніх зусиль у перерізі сталезалізобетонної балки з урахуванням стадійності виготовлення: зб. наук. пр. ПДАБА: Будівництво, матеріалознавство, машинобудування, №56, 2010. С.47 – 53.

27. Бліхарський З. Я. Експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених при дії навантаження. *Будівельні конструкції*. Київ: НДБІК, Вип. 67. 2007. С. 543 – 548.
28. Буракас А. І. Комбіновані попередньо напружені перекриття промислових будівель. Київ: Будівельник, 1964. 115с.
29. Воскобійник О. П. Сталезалізобетон: надійність, технічні стани, ризики: монографія. Полтава: ПНТУ. 2014. С. 394.
30. Гасенко А. В., Гудзь С. А., Дарієнко В. В. Оптимізація розмірів сталезалізобетонних балок при їх розрахунку згідно з вимогами ДСТУ Б EN 19941-1:2010: зб. наук. пр. УкрДАЗТ, 148, ч. 2, 2014. С.123 – 129.
31. Гасенко А. В., Крупченко О. А. Визначення величини зсувного зусилля у двотаврових сталезалізобетонних балках: зб. наук. пр. НДІБК: Будівельні конструкції, 74. Кн. 2, 2011. С.402 – 406.
32. Гасенко А. В., Кузь О. В., Семко О. В. Експериментальні дослідження коротких центрально стиснутих швелеробетонних елементів: зб. наук. пр. Дніпропетровськ: ПГАСА. 2005. Вип. 35. С. 134 – 139.
33. Джура В. М. Несуча здатність стиснутих елементів зі сталевих двотаврів із порожнинами, заповненими бетоном. *Будівельні конструкції*. Київ: НДІБК, 2003. Вип. 58. С. 34 – 38.
34. Джура В. М. Стиснуті елементи із сталевих двотаврів із порожнинами, заповненими бетоном: автореф. дис. .канд. техн. наук. Київ. 2006. 20 с.
35. Ізбаш М. Ю. Локально попередньо напружені сталезалізобетонні конструкції для нового будівництва та реконструкції: автореф. дис. доктора. техн. наук. Харків, 2008. 42 с.
36. Клименко Є. В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд. Київ: Центр навчальної літератури. 2004. 299 с.

37. Клименко Ф. Є. Сталобетонні конструкції із зовнішнім листовим армуванням. Київ: Будівельник. 1984. 88 с.
38. Козарь В. І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: автореф. дис. канд. техн. наук. Полтава. 1999. 19 с.
39. Козарь В. І. Напружено-деформований стан залізобетонних плит по сталевому профільованому настилу: зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка. 1999. Вип. 4. С. 87 – 90.
40. Крупченко О. А. Результати експериментальних досліджень сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом. *Вісник Сумського національного аграрного університету. Серія: Будівництво*. Суми, 2006. Вип. 9 (11). С. 55 – 60.
41. Односум А. В. Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних балок при знакозмінних режимах навантаження : кваліфікаційна магістерська робота : спец. 192 «Будівництво та цивільна інженерія». наук. кер. А. А. Тихий ; Центральноукраїн. нац. техн. ун-т. Кропивницький: ЦНТУ, 2021. 104 с.
42. Пічугін С. Ф., Семко О. В., Трусів Г. М., Лапенко О. І., Гудзь С. А. Складена сталева балка зі сталезалізобетонним стиснутим поясом: патент на корисну модель 26142. Україна. Бюл. №14. Київ, 2007.
43. Семко О. В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій: монографія. Київ: Сталь, 2004. С. 319.
44. Семко О. В. Імовірнісні передумови розрахунку сталезалізобетонних конструкцій. *Будівельні конструкції*: зб. наук. праць. Київ: НДІБК, 2003. Вип. 59. С. 183 – 189.
45. Семко О. В. Надійність сталезалізобетонних конструкцій: автореф. дис. д-ра техн. наук. Полтава, 2006. 35 с.

46. Семко О. В., Бібік Д. В., Воскобійник О. П., Семко В. О. Експериментальні дослідження сталезалізобетонного ригеля прольотом 13,5 м. Зб. наук. пр. 2011. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, №21, С.323 – 330.
47. Семко О. В., Воскобійник О. П. Аналіз впливу співвідношення вартості матеріалів на оптимальні характеристики трубобетонного перерізу. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Вип. 28. Одеса: Зовнішрекламсервіс. 2007. С. 304 – 314.
48. Семко О. В., Воскобійник О. П. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій : монографія. Полтава: ПНТУ. 2012. С. 514.
49. Семко О. В., Воскобійник О. П., Гасенко А. В. Напружено-деформований стан сталезалізобетонних балкових конструкцій з дефектами. Зб. наук. пр. ПДАБА: Будівництво, матеріалознавство, машинобудування, №56. 2010. С. 476 – 482.
50. Семко О. В., Гасенко А. В. Експериментально-теоретичне дослідження безфасонних вузлів із швелерів. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць Вип. 16, Ч. 2. Рівне, 2008. 338 с.
51. Семко О. В., Гасенко А. В., Дарієнко В. В., Богуш О. І. Поєднання сталеві та бетонної частин сталезалізобетонних конструкцій за допомогою анкерів системи Nelson: наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура, №97, 2011. С.77 – 82.
52. Семко О. В., Гудзь С. А., Дарієнко В. В. Експериментальні дослідження однопролітних сталезалізобетонних балок із гнучкими анкерами системи Nelson: зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво, 20, 2007. С.89-94.

53. Семко О. В., Дарієнко В. В., Білярчик В. Р. Результати проведення експериментальних досліджень гнучких анкерів на зріз. «Будівництво, матеріалознавство, машинобудування»: зб. наук. пр. Вип. 43, Дніпропетровськ: ПГАСА, 2007. С. 499 – 506.
54. Семко О. В., Гудзь С. А., Дарієнко В. В. Експериментально-теоретичні дослідження нерозрізних сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць Вип. 16, Ч. 2. Рівне, 2008. 345 с.
55. Сколибог О. В. Розрахунок згинальних сталезалізобетонних елементів деформаційним методом: зб. наук. пр. (галузеве машинобудування, будівництво). Полтава: ПолтНТУ. 2005. Вип. 16. С. 153 – 159.
56. Сколибог О. В. Сталезалізобетонні балки із зовнішнім листовим армуванням: автореф. дис. канд. техн. наук. Полтава, 2006. 22 с.
57. Стороженко Л. І., та ін. Місцева стійкість сталевих стінок сталезалізобетонних конструкцій. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва.* 2009. № 655 С. 270–273.
58. Стороженко Л. І., Клименко Д. А., Пенц В. Ф. Сталезалізобетонні каркаси одноповерхових будівель універсального призначення: монографія. Полтава: ПолтНТУ, 2018. 322 с.
59. Стороженко Л. І., Крупченко О. А. Робота сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом під дією малоциклового навантаження. *Дороги і мости.* Київ, 2007. Вип. 7, Т. II. С. 214 – 218.
60. Стороженко Л. І., Крупченко О. А. Сталезалізобетонні балки із залізобетонним верхнім поясом: зб. наук. праць: *Вісник НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва,* 2010. С. 354-360.
61. Стороженко Л. І., Лапенко О. І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці. Полтава: АСМІ, 2008. 312 с.

62. Стороженко Л. І., Лапенко О. І. Проектування й будівництво сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці. *Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону*. Київ, 2007. Вип.67. С. 750 – 758.
63. Стороженко Л. І., Лапенко О. І., Горб О.Г. Експериментальні дослідження балок двотаврового перерізу з верхніми сталезалізобетонними полицями: зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. 2009. Вип. 2. С. 85 – 90.
64. Стороженко Л. І., Лапенко О. І., Магас Н. М. Наскрізнi сталезалізобетонні конструкції із зовнішнім листовим армуванням для одноповерхових виробничих будівель. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*: зб. наук. пр. Вип. 16. Ч. 2. Рівне: НУВГП, 2008. С. 370 – 375.
65. Стороженко Л. І., Пенц В. Ф., Биба В. В. Стиснуті залізобетонні конструкції з листовим армуванням. *Міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону»*. Вип. 67. Київ: НДІБК, 2007. С. 335 – 342.
66. Стороженко Л. І., Мурза С. О. Експериментальні дослідження стрижневих сталезалізобетонних конструкцій, армованих сталевими листами. *Вісник Національного університету «Львівська політехніка»*. Серія: Теорія і практика будівництва: зб. наук. праць, 2015. № 823. С. 315–321.
67. Стороженко Л.І., Нижник О.В. Дослідження стиснутих елементів зі сталевих складених двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном. *Будівельні конструкції*. Київ, 2006. Вип.65. С. 23 – 27.
68. Стороженко Л. І., Нижник О. В. Інженерні методи розрахунку стиснутих сталезалізобетонних елементів зі складених сталевих двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном. *Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону*. Київ, 2005. С. 318 – 322.

69. Стороженко Л. І., Нижник О. В. Кесонне сталезалізобетонне перекриття. *Будівельні металеві конструкції: сьогодення та перспективи розвитку*. Київ, 2006. С. 41 – 43.
70. Стороженко Л. І., Нижник О. В. Кесонне сталезалізобетонне перекриття. *Галузеве машинобудування, будівництво*. Полтава, 2006. Вип.18. С. 97 – 102.
71. Стороженко Л. І., Нижник О. В. Розрахунок несучої здатності та деформацій стиснутих конструктивних елементів зі складених двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном. *Галузеве машинобудування, будівництво*. Вип. 15. Полтава, 2005. С. 76 – 82.
72. Стороженко Л. І., Лапенко О. І., Опришко Н. М. Стиснуті наскрізні конструкції із стрічковим армуванням. *Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону*. Київ. 2007. Вип. 67. С. 759 – 786.
73. Стороженко, Л. І., Семко, О. В., Пенц, В. Ф. Сталезалізобетонні конструкції: навчальний посібник. Полтава: ПНТУ, 2005. 9 с.
74. Стороженко Л. І., Семко О. В., Сколибог О. В. Дослідження та впровадження в будівництво сталезалізобетонних згинальних елементів, армованих сталевими листами. *Міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону»*. Вип. 67. Київ: НДІБК, 2007. С. 342 – 348.
75. Стороженко Л. І., Семко О. В., Сколибог О. В. Згинальні залізобетонні елементи, армовані сталевими листами. *Будівельні конструкції*. Київ: ДНДІБК, 2003. Вип.59, Кн. 2. С. 31 – 38.
76. Стороженко Л. І., Сколибог О. В. Розрахунок міцності нормальних перерізів згинальних сталезалізобетонних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2005. Вип.33. С. 291 – 294.

77. Строженко Л. І., Семко О. В., Сколибог О. В. Розрахунок міцності похилих перерізів сталезалізобетонних балок із зовнішнім листовим армуванням. *Будівельні конструкції*. Київ, 2006. Вип. 65. С. 123 – 126.
78. Стороженко Л. І., Чередніков, В. М., Крупченко, О. А. Розрахунок сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом: зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, №16 2008. С. 358 – 364.
79. Стороженко Л. І., Сурдин В. М. Єфименко В. І., Вербицький В. І. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. Кривий ріг, 2007. 446 с.
80. Стороженко Л. І., Тимощенко Л. І., Гасій Г. М. Сталезалізобетонні елементи для просторових структурних конструкцій. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2005. Вип. 33. С. 295 – 297.
81. Стороженко Л. І., Тимошенко В. М., Нижник О. В., Баршак Ю. В. Спосіб виготовлення прямокутного сталезалізобетонного елемента збірної комплексної сталезалізобетонної конструкції: деклараційний патент на корисну модель 6992. Бюл. №7. Київ, 2005.
82. Стороженко Л. І., Тимощенко В. М., Нижник О. В. Сталезалізобетонні структурні конструкції універсального призначення. *Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури*. Макіївка, 2005. Вип. 8(56). С. 8 – 11.
83. Стороженко Л. І., Тимощенко В. М., Нижник О. В. Сталезалізобетонні структурні конструкції. Полтава, 2006. 166 с.
84. Стороженко Л. І., Тимошенко В. М., Крупченко О. А., Нижник О. В. Спосіб виготовлення сталезалізобетонної балки двотаврового перерізу: патент на корисну модель 19410. Бюл. №12. Київ, 2006.

85. Стороженко Л. І., Тимошенко В. М., Нижник О. В., Гасій Г. М., Мурза С.О. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій: Монографія. Полтава: АСМІ, 2008. 262 с.
86. Фабрика Ю. М. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук. Львів, 2005. 17 с.
87. Яхін С. В. Експериментальні дослідження згинальних елементів із сталевих двотаврів з порожнинами, заповненими бетоном, по нормальних перетинах. Зб. наук. пр. ПДТУ імені Юрія Кондратюка: *Галузеве машинобудування, будівництво*: Полтава, 2000. С. 207 – 212.
88. Яхін С. В. Згинальні несучі конструкції зі сталевих двотаврів з боковими порожнинами, заповненими бетоном: автореф. дис. канд. техн. наук. Полтава, 2004. 22 с.
89. R. P. Johnson Composite Structures of Steel and Concrete. –3rd ed.– Oxford: Blackwell Publishing, 2004. 251 p.
90. Семко О. В., Гасенко А. В., Фенко О. Г., Дарієнко В. В. Раціональне використання несучої здатності сталевих профільованих листів незнімної опалубки сталезалізобетонних перекриттів: зб. наук. пр. 2022. КНТУ: *Центральноукраїнський науковий вісник. Серія: Технічні науки*, 5 (36), Ч. 2. С. 153 – 161. URL: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).2.153-161](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).2.153-161)
91. Табаркевич Н. В. Експериментальні дослідження сталезалізобетонних балок з армуванням сталевими листами. 2025. *Наука та будівництво*, 43(1). URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2025-3>
92. Табаркевич Н. В., Сергійчук В. А., Белоконь А. М., Табаркевич О. О. Особливості обстеження та оцінки технічного стану житлового будинку, пошкодженого внаслідок військових дій, щодо його придатності до подальшої експлуатації. *Наука та будівництво ДП НДІБК*. Том 35. №1. Київ, 2023. С. 27 – 42. URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2023-4>

93. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О., Сергійчук В. А. Відновлення пошкоджених обстрілами житлових будинків Чернігівщини. *Наука та будівництво ДП НДІБК*. Том 37. №3. Київ. 2023 С. 63–70.
URL:<https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-7>
94. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О., Лапенко О. І. Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками у будівлях аеропортів: *«Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану»* тези доповідей XIV Міжнародної науково-технічної конференції. Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2022. С. 34–36.
95. Табаркевич Н. В., Табаркевич О. О. Особливості роботи сталезалізобетонного перекриття великопролітних будівель: *«Політ. Сучасні проблеми науки»* тези доповідей XXII Міжнародної науково-практичної конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених. Київ: НАУ 2022. С. 86–87.
96. Табаркевич Н. В., Лапенко О. І. Відновлення сталезалізобетонних конструкцій перекриття в будівлях аеропортів: *«Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: Проблеми утримання та відновлення»* тези доповідей I Всеукраїнської науково-практичної конференції: Київ: НАУ, 2024. С. 78–80.
97. Табаркевич Н. В. Експлуатація прихованих балок сталезалізобетонного перекриття у будівлях аеропортів: *«Авіація в XXI столітті»–«Безпека в авіації та космічні технології»* тези доповідей XI Всесвітнього конгресу. Київ: НАУ, 2024. С. 8.60–8.63.
98. Табаркевич Н. В., Візір А. С. Особливості виготовлення балкових згинальних елементів з армуванням листами: *«Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті»* тези доповідей X Міжнародної науково-технічної конференції. Харків, 2024. С. 156–157.

99. Табаркевич Н. В. Поведінка сталезалізобетонних балок із листовим армуванням під навантаженням: «Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: Проблеми утримання та відновлення» тези доповідей II Всеукраїнської науково- практичної конференції. Київ: НАУ, 2025. С. 73–75.
100. Tabarkevych N., Lapenko O., Makarov V., Palyvoda O. Restoration of Roofing and Slabs of Buildings Damaged as a Result of Military Operations in Ukraine. In: Zabulonov Y., Peer I., Zheleznyak M. (eds) International Conference “Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context”. ICBN 2022. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022. Vol 469. pp. 77–82. Springer, Cham. URL: https://doi.org/10.1007/978-3-031-55068-3_7
101. Hosain M. U., Pashan A. (2006). *Channel shear connectors in composite beams: Push-out tests*. In Proceedings of the 5th International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete V (pp. 501–510). American Society of Civil Engineers. URL: [https://doi.org/10.1061/40826\(186\)47](https://doi.org/10.1061/40826(186)47)
102. Karim A. A., Matooq J. A., Abdulrazzaq O. A., Majeed F. H., & Saleh S. M. (2024). The behavior of Shear Connectors in Steel-Normal Concrete Composite Structure under Repeated Loads. *Civil Engineering Journal*, 10(1), 210–221. URL: <https://doi.org/10.28991/CEJ-2024-010-01-013>
103. Nie J., Cai C. S. Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects. *Journal of Structural Engineering*. 2003. Vol. 129, No. 4. P. 495–506. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:4(495).
104. Oehlers D. J., Bradford M. A. Composite Steel and Concrete Structural Members: Fundamental Behaviour. Oxford : Pergamon Press, 1995. 549 p. ISBN 978-0-08-041919-0.
105. Shather L. M., Al-Shuwaili M. A. H. (2025). A Novel One-Sided Push-Out Test for Shear Connectors in Composite Beams. *Civil Engineering Journal*, 11(7), 2715–2735. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2025-011-07-05>

- 106.** Zheng S., Zhao C., & Liu Y. (2019). *Analytical model for load–slip relationship of perfobond shear connector based on push-out test*. Materials, 12(1), 29. URL: <https://doi.org/10.3390/ma12010029>

ДОДАТКИ

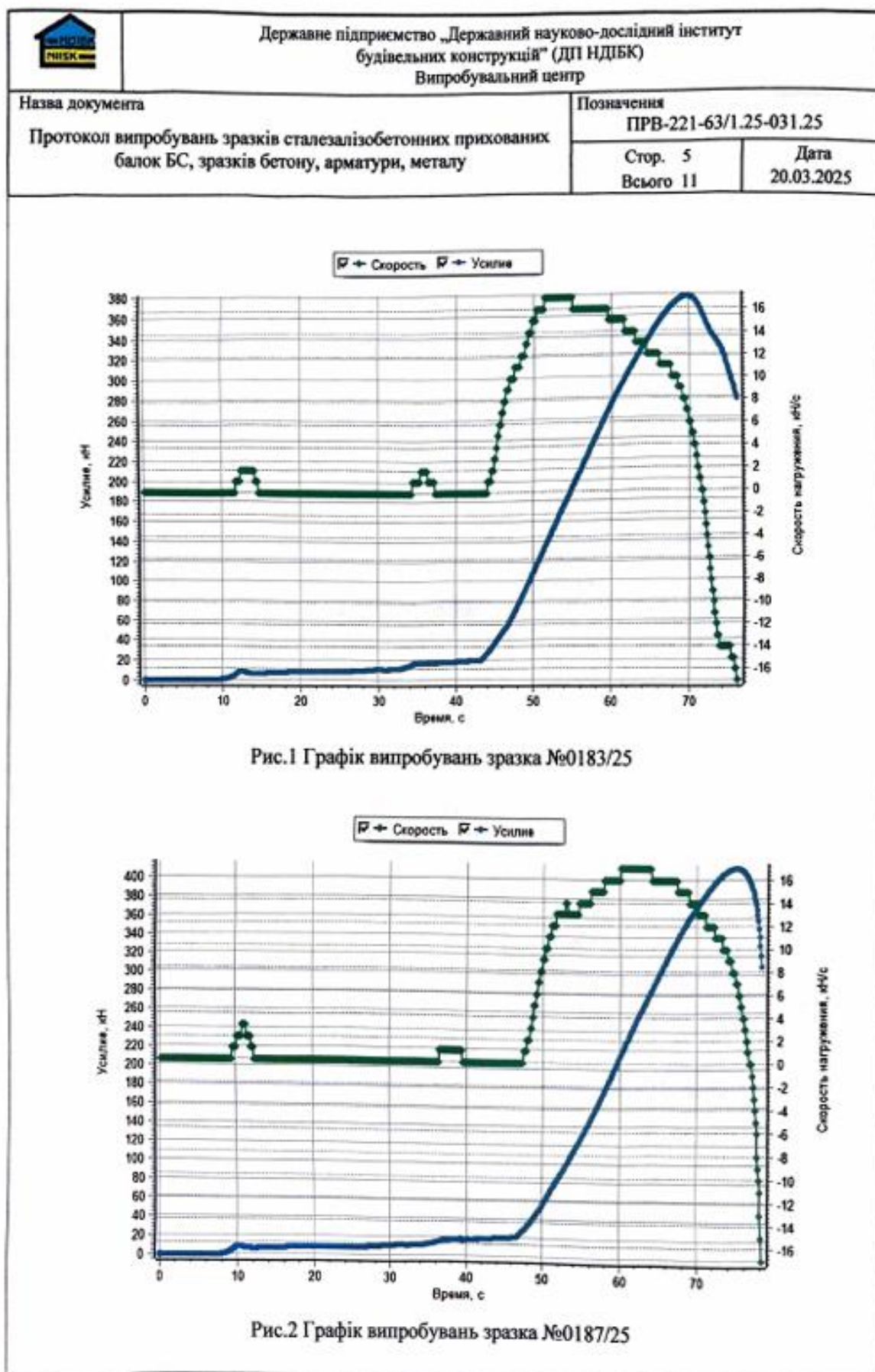
ДОДАТОК А ПРОТОКОЛ №221-323/031/25

	Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДБК) 03037, м. Київ-37, вул. Преображенська, 5/2 Випробувальний центр	 20799 Випробування
Рівень документа ПРОТОКОЛ ВИПРОБУВАНЬ	Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25	
	Стор. 1 Всього 11	Дата 20.03.2025
ЗАТВЕРДЖУЮ Керівник Випробувального центру М.Ф. Миколасць 2025 р. ПРОТОКОЛ №221-323/031/25 випробувань зразків балок сталезалізобетонних прихованих БС, зразків бетону, арматурних стрижнів та металевих пластин, виконаних в рамках дисертаційної роботи Табаркевич Н.В. Виконавець: Випробувальний центр ДП НДБК, акредитований Національним агентством з акредитації України на випробування відповідно до ДСТУ EN ISO/IEC 17025:2019, атестат акредитації №20799 чинний до 18.01.2029 р., Відділ досліджень конструкцій будівель і споруд (м. Київ-37, вул. Преображенська, 5/2, ДП НДБК) Замовник: Фізична особа Табаркевич Н.В. (Лист вх.№63/1 від 27.01.2025 р.) Завідувач відділу досліджень конструкцій будівель і споруд В.А. Сергійчук "20" "03" 2025 р. Київ 2025		

	Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр		
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу	Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25		
	Стор. 2 Всього 11	Дата 20.03.2025	
1 Підстави для проведення випробувань: Лист вх.№63/1 від 27.01.2025 р.			
2 Мета випробувань: оцінка несучої здатності згинальних елементів сталезалізобетонних балок, визначення фізико-механічних характеристик зразків бетону, арматурних стрижнів та металевих пластин.			
3 Нормативні посилання: перелік нормативних документів, на які є посилання у цьому протоколі, наведено у таблиці 1.			
Таблиця 1			
Позначення нормативного документа	Назва нормативного документа		
ДСТУ Б В.2.6-2:2009	Конструкції будинків та споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови		
ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94)	Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.		
ДСТУ 9208:2022	Бетони важкі. Технічні умови		
ДСТУ Б В.2.7-214:2009	Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками		
ДСТУ Б В.2.7-217:2009	Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона		
ДСТУ 3760:2019	Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови		
ДСТУ ISO 6892-1:2019 (ISO 6892-1:2016, IDT)	Металеві матеріали. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури		
ДСТУ Н Б В.1.3-1:2009	Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова		
ДСТУ 8539:2019	Прокат для будівельних сталевих конструкцій		
4 Випробування проводились в лютому-березні 2025 р. згідно з документами: ДСТУ Б В.2.6-2:2009, ДСТУ Б В.2.6-7-95, ДСТУ ISO 6892-1:2019, ДСТУ Б В.2.7-214:2009, ДСТУ Б В.2.7-217:2009.			
5 Характеристики зразків виробів На випробування Замовником надано такі зразки: – 3 зразка сталезалізобетонної балки розмірами 2000x150x350x320 мм; – зразки арматурних стрижнів Ø16 мм; – металеві полоси 3x20x300 мм; – металеві смуги 20x10x300 мм; – зразки-куби бетону 100x100x100 мм; – зразки-призми бетону 100x100x400 мм.			

	Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр			
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу	Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25			
	Стор. 3 Всього 11	Дата 20.03.2025		
Зразки зареєстровано в Відділі досліджень конструкцій будівель і споруд під №№0177/25-0203/25.				
Випробування зразків залізобетонної балки проводились у випробувальному залі № 7, зразки бетону, арматури і металу – у випробувальному залі № 1 ВЦ ДП НДБК.				
6 Результати візуального обстеження перед випробуваннями				
Результатами візуального огляду виявлено, що зразки балки сталезалізобетонної та зразки бетону, арматури і металу не мають зовнішніх дефектів, що перешкоджають проведенню випробувань.				
7 Тип та основні характеристики випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки: перелік випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки наведено у таблиці 2.				
Таблиця 2				
Назва випробувального обладнання та засобів вимірювальної техніки	Заводський номер	Дата калібрування		Номер свідоцтва
		останньої	наступної	
Опори інвентарні	-	не атестується		-
Набір траверс і опорних пристроїв для завантаження	-	не атестується		-
Домкрати ДГ-50	28, 29, 31, 38	таруються перед випробуваннями		-
Лінійка вимірювальна металева довжиною 1000 мм, ціна поділки 1мм	2	06.03.2025	06.03.2026	UA/23/250306/000552
Випробувальна машина ПГ-100, похибка $\pm 1\%$	39	28.05.2024	28.05.2025	UA/34/240528/00000992
Неавтоматичний зважувальний прилад ТВЕ-1,5, ціна поділки 0,02 г	11945	23.01.2025	23.01.2026	UA/35/250124/6674
Штангенциркуль ШЦ-1-150 ДСТУ ГОСТ 166, ціна поділки 0.1 мм	K6203758	29.07.2024	29.07.2025	UA/23/240730/001533
Рулетка вимірювальна металева, ціна поділки 1.0 мм	2	06.03.2025	06.03.2026	UA/23/250306/000550
Мікроскоп відліковий МПБ-2, похибка ± 0.05 мм	797834	03.03.2025	03.03.2026	UA/23/250303/000448
Індикатори багатообертові МИГ-1, ціна поділки 0,001 мм	619460, 37958	02.05.2024	02.05.2025	UA/23/240503/000787
Прогиноміри 6 ПАО, ціна поділки 0.01 мм	813, 8402	24.01.2024	24.01.2025	UA/23/240125/000157
Гідравлічна станція з домкратами та манометром	67169	03.03.2025	03.03.2026	UA/39/250303/0197
Розривна машина ZD-40	282/9	31.07.2024	31.07.2025	UA/34/240731/001466

	Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр						
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу				Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25 Стор. 4 Всього 11 Дата 20.03.2025			
8 Умови проведення випробувань: згідно з ДСТУ Б В.2.6-2:2009, ДСТУ Б В.2.6-7-95, ДСТУ ISO 6892-1:2019, ДСТУ Б В.2.7-214:2009, ДСТУ Б В.2.7-217:2009.							
9 Особливості поведінки конструкцій під час випробувань та характер вичерпання несучої здатності: зразки балок навантажувались до руйнування.							
10 Результати випробувань 10.1 Результати випробувань зразків-кубів бетону наведено в табл. 3 і 4 та на рис.1, 2.							
Таблиця 3 Геометричні параметри, маса та середня густина зразків-кубів							
Партія	№ зразка	Розміри зразка, мм	Маса, г	Об'єм, см ³	Густина, кг/м ³		
					одного зразка	середня для зразків	
1	0179/25	100x100x100	2447	1000,00	2447,00	2452,22	
	0180/25	99x99x100	2431	980,10	2480,36		
	0181/25	100x100x100	2431	1000,00	2431,00		
	0182/25	99x99x100	2441	980,10	2490,56		
	0183/25	100x100x100	2424	1000,00	2424,00		
	0184/25	100x99x100	2416	990,00	2440,40		
2	0185/25	100x100x101	2440	1010,00	2415,84	2420,05	
	0186/25	99x99x99	2389	970,30	2462,13		
	0187/25	100x99x100	2401	990,00	2425,25		
	0188/25	100x101x101	2431	1020,10	2383,10		
	0189/25	100x100x100	2432	1000,00	2432,00		
	0190/25	100x101x100	2426	1010,00	2401,98		
Таблиця 4 Результати випробувань зразків-кубів на стиск							
№ зразка	Робоча площа, см ²	Руйнівне навантаження		Міцність на стиск, МПа (кгс/см ²)			
				зразка		середня для чотирьох найбільших за міцністю	
		кН	кгс	МПа	кгс/см ²	МПа	кгс/см ²
0179/25	100,00	400,40	40840,8	38,04	387,99	37,07	378,09
0180/25	98,01	364,90	37219,8	35,37	360,77		
0181/25	100,00	341,10	34792,2	32,40	330,53		
0182/25	98,01	381,80	38943,6	37,01	377,48		
0183/25	100,00	398,50	40647	37,86	386,15		
0184/25	99,00	358,40	36556,8	34,39	350,80		
0185/25	100,00	410,30	41850,6	38,98	397,58	39,31	401,00
0186/25	98,01	398,40	40636,8	38,62	393,89		
0187/25	99,00	430,20	43880,4	41,28	421,07		
0188/25	101,00	426,80	43533,6	40,14	409,47		
0189/25	100,00	412,20	42044,4	39,16	399,42		
0190/25	101,00	430,60	43921,2	40,50	413,12		



		Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр							
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу					Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25				
					Стр. 6 Всього 11		Дата 20.03.2025		
10.2 Результати випробувань зразків-призм на стиск наведено у таблиці 5.									
Таблиця 5									
Номер зразка	Розміри, мм	Руйнівне зусилля, кН (кгс)	0,3 руйнівного зусилля, кН (кгс)	Призмове міцність зразка, приведена до базового розміру МПа (кгс/см ²)	Модуль пружності $E_6 \cdot 10^{-3}$, МПа	Коефіцієнт Пуасона ν_6			
0191/25	100×100×399	216.31 (22057.13)	64.89 (6616.83)	20.54 (209.54)	27,3	0,22			
0192/25	100×100×400	218.46 (22276.36)	65.53 (6682.09)	20.74 (211.48)	27,4	0,22			
0193/25	100×100×400	223.53 (22793.35)	67.06 (6838.10)	22.18 (226.16)	27,9	0,22			
0194/25	100×100×400	235.65 (24029.23)	70.69 (7208.25)	22.37 (228.10)	28,0	0,22			
10.3 Відомості щодо характеристик робочої арматури балок наведені у таблиці 6.									
Таблиця 6									
№ зразка	Діаметр номінальний, мм	Навантаження (текучість), кгс	Навантаження (розривне), кгс	Площа перерізу, мм ²	Границя плинності, s		Тимчасовий опір, s _t		Видовження, %
					Н/мм ²	кгс/мм ²	Н/мм ²	кгс/мм ²	
0195/25	16,0	11400	13600	201,0	556,39	56,72	663,76	67,66	22,5
0196/25	16,0	11400	13600	201,0	556,39	56,72	663,76	67,66	20,0
0197/25	16,0	11400	13600	201,0	556,39	56,72	663,76	67,66	22,5
10.4 Механічні характеристики зразків сталевих прокату були визначені за результатами випробування на розтяг. Результати визначення характеристики зразків сталевих прокату після розриву наведено у таблиці 7, 8.									

	Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр		
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу		Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25 Стор. 7 Всього 11	
			Дата 20.03.2025

Таблиця 7

Партія	№ зразка	Розміри перерізу, мм	Навантаження (розривне), кгс	Площа перерізу, мм ²	Тимчасовий опір, σ_t		Видовження, %
					Н/мм ²	кгс/мм ²	
1	0198/25	3x20	2100	60,0	343,35	35,00	21,75
	0199/25	3x20	2200	60,0	359,70	36,67	21,75
	0200/25	3x20	2200	60,0	359,70	36,67	23,00
2	0201/25	20x10	7100	200,0	348,26	35,50	22,00
	0202/25	20x10	7300	200,0	358,07	36,50	22,25
	0203/25	20x10	7300	200,0	358,07	36,50	22,00

Таблиця 8

Номер партії	Навантаження, що відповідає границі текучості Р, кН (кгс)	Тимчасовий опір розриванню σ_b , МПа (кгс/мм ²)	Границя текучості, σ_t , МПа (кгс/мм ²)
1	17,658(1800)	354,25 (36,11)	294,3 (30,01)
2	60,762(6200)	354,80 (36,50)	303,81 (30,97)

10.6 Визначення напружено-деформованого стану балок виконувалось за допомогою тензорезисторів типу ПКБ з базою 50 мм, R=303,9 Ом, K=2,20, V=0,98, Гі=0 та індикаторів багатообертовий типу МИГ-1 з базою 600 мм (ціна поділки 0,001 мм). Прогин балок фіксувався за допомогою прогиномірів 6 ПАО (ціна поділки 0,01 мм). Характеристики напружено-деформованого стану балок наведено в таблицях 9-14.

Таблиця 9 Зразок балки №0177/25 (БС-1)

Навантаження, кНм	Тензодатчики					
	№1	№2	№3	№4	№5	№6
мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000808	0,0007	0,00002	0,00002634	0,00002016	-0,00010711
20	0,00097	0,00084	0,00002	2,82101E-05	0,00002016	-0,00068552
30	0,004996	0,004326	0,00002	3,02131E-05	0,00002016	-0,00115681
40	0,00873	0,00756	0,00002	3,23582E-05	0,00002016	-0,00137104
50	0,010282	0,008904	0,00002	3,46556E-05	0,00002016	-0,0020994
55	0,014324	0,012404	0,00002	3,71162E-05	0,00002016	-0,00214225

		Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр	
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу		Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25	
		Стор. 8 Всього 11	Дата 20.03.2025

Навантаження, кНм	Тензодатчики					
	№7	№8	№9	№10	№11	№12
	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000825	0,000712	0,00002022	2,65771E-05	2,0241E-05	-0,00011
20	0,000989	0,000854	0,00002022	2,8464E-05	2,0241E-05	-0,00069
30	0,005095	0,0044	0,00002022	3,0485E-05	2,0241E-05	-0,00116
40	0,008905	0,007689	0,00002022	3,26494E-05	2,0241E-05	-0,00138
50	0,010488	0,009055	0,00002022	3,49675E-05	2,0241E-05	-0,00211
55	0,01461	0,012615	0,00002022	3,74502E-05	2,0241E-05	-0,00216

Таблиця 10 Зразок балки №0177/25 (БС-1)

Навантаження, кНм	Прогиномири		Індикатори	
	П1	П2	T1	T2
	мм	мм	мм/мм	мм/мм
0	0	0	0	0
10	10,42	9,64	0,000833	-8,3E-05
20	19,02	10,1	0,001	-0,00053
30	29,59	20,1	0,00515	-0,0009
40	39,59	20,32	0,009	-0,00107
50	40,16	39,88	0,0106	-0,00163
55	49,93	50,2	0,014767	-0,00167

Таблиця 11 Зразок балки №0178/25 (БС-2)

Навантаження, кНм	Тензодатчики					
	№1	№2	№3	№4	№5	№6
	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000808	0,0007	0,00002	0,00002634	0,00002016	-0,00010711
20	0,00097	0,00084	0,00002	2,82101E-05	0,00002016	-0,00068552
30	0,004996	0,004326	0,00002	3,02131E-05	0,00002016	-0,00115681
40	0,00873	0,00756	0,00002	3,23582E-05	0,00002016	-0,00137104
50	0,010282	0,008904	0,00002	3,46556E-05	0,00002016	-0,0020994
55	0,014324	0,012404	0,00002	3,71162E-05	0,00002016	-0,00214225

		Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр				
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу			Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25			
			Стор. 9 Всього 11		Дата 20.03.2025	
Навантаження,	Тензодатчики					
	№7	№8	№9	№10	№11	№12
кНм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000825	0,000712	0,00002022	2,65771E-05	2,0241E-05	-0,00011
20	0,000989	0,000854	0,00002022	2,8464E-05	2,0241E-05	-0,00069
30	0,005095	0,0044	0,00002022	3,0485E-05	2,0241E-05	-0,00116
40	0,008905	0,007689	0,00002022	3,26494E-05	2,0241E-05	-0,00138
50	0,010488	0,009055	0,00002022	3,49675E-05	2,0241E-05	-0,00211
55	0,01461	0,012615	0,00002022	3,74502E-05	2,0241E-05	-0,00216
Таблиця 12 Зразок балки №0178/25 (БС-2)						
Навантаження,	Прогиномири		Індикатори			
	П1	П2	Т1	Т2		
кНм	мм	мм	мм/мм	мм/мм		
0	0	0	0	0		
10	10,58	9,78	0,000846	-8,5E-05		
20	19,31	10,25	0,001015	-0,00054		
30	30,03	20,40	0,005227	-0,00091		
40	40,18	20,62	0,009135	-0,00108		
50	40,76	40,48	0,010759	-0,00166		
55	50,68	50,95	0,014988	-0,00169		
Таблиця 13 Зразок балки №0179/25 (БС-3)						
Навантаження,	Тензодатчики					
	№1	№2	№3	№4	№5	№6
кНм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм	мм/мм
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000821	0,000714	0,000021	0,00002691	0,00002034	-0,000112
20	0,001012	0,000867	0,000021	0,00002874	0,00002048	-0,000701
30	0,005143	0,004451	0,000021	0,00003102	0,00002055	-0,001184
40	0,008864	0,007693	0,000021	0,00003318	0,00002063	-0,001402
50	0,010417	0,009038	0,000021	0,00003512	0,00002071	-0,002143
55	0,014512	0,012536	0,000021	0,00003756	0,00002088	-0,002201

		Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр			
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу				Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25	
				Стор. 10 Всього 11	Дата 20.03.2025

Навантаження, кНм	Тензодатчики					
	№7	№8	№9	№10	№11	№12
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000839	0,000726	0,000020	0,00002673	0,00002031	-0,000115
20	0,001028	0,000882	0,000020	0,00002895	0,00002044	-0,000714
30	0,005228	0,004538	0,000020	0,00003121	0,00002057	-0,001196
40	0,009041	0,007824	0,000020	0,00003344	0,00002068	-0,001417
50	0,010634	0,009182	0,000020	0,00003569	0,00002082	-0,002164
55	0,014734	0,012741	0,000020	0,00003792	0,00002095	-0,002228

Таблиця 14 Зразок балки №0177/25 (БС-1)

Навантаження, кНм	Прогиномири		Індикатори	
	П1	П2	T1	T2
0	0	0	0	0
10	12,06	10,48	0,000891	-8,9E-05
20	23,15	12,02	0,001116	-0,00061
30	36,88	24,16	0,005623	-0,00101
40	49,54	35,72	0,009764	-0,00121
50	58,97	57,84	0,011486	-0,00181
55	64,42	64,88	0,016208	-0,00196

Висновки:

1 За результатами проведених випробувань зразків кубів бетону було встановлено:

- середня міцність на стиск зразків кубів бетону партії №1 – 37,07 МПа (378,09 кгс/см²), що відповідає класу бетону – С20/25;
- середня міцність на стиск зразків кубів бетону партії №2 – 39,31 МПа (401,00 кгс/см²), що відповідає класу бетону – С25/30.

2 За результатами випробувань зразків бетонних призм було встановлено наступне:

- призмova міцність зразків-призм бетону при випробуванні на стиск:
 - партія 1 – 20,64 МПа (210,51 кгс/см²), що відповідає класу бетону С20/25;
 - партія 2 – 22,28 МПа (227,13 кгс/см²), що відповідає класу бетону С25/30.
- модуль пружності зразків-призм бетону при випробуванні на стиск:
 - партія 1 - $E_6 = 27,35 \cdot 10^{-3}$ МПа;
 - партія 2 - $E_6 = 27,95 \cdot 10^{-3}$ МПа.
- коефіцієнт Пуассона зразків-призм бетону при випробуванні на стиск:

	Державне підприємство „Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій” (ДП НДБК) Випробувальний центр	
Назва документа Протокол випробувань зразків сталезалізобетонних прихованих балок БС, зразків бетону, арматури, металу	Позначення ПРВ-221-63/1.25-031.25	
	Стор. 11 Всього 11	Дата 20.03.2025
- партія 1 - $\mu = 0,22$; - партія 2 - $\mu = 0,22$. 3 При випробуванні визначено характеристики робочої арматури балок діаметром 16: • границя плинності - 556,39 Н/мм²; • тимчасовий опір - 663,76 Н/мм²; • відносне видовження при розриві - 21,7%. 4 За результатами випробувань сталевих листів було встановлено: • тимчасовий опір зразків сталевих листів після розриву становить: - партія 1 - 354,25 Н/мм²; - партія 2 - 354,8 Н/мм²; • відносне видовження зразків становить: - партія 1 - 22,17 %; - партія 2 - 22,08 %; • навантаження, що відповідає границі текучості: - партія 1 - 17,658 кН (1800 кгс); - партія 2 - 60,762 кН (6200 кгс); • границя текучості - партія 1 - 294,3 МПа (30,01 кгс/мм²); - партія 2 - 303,81 МПа (30,97 кгс/мм²); 5 Максимальний прогин зразків прихованих балок сталезалізобетонних БС становить: • для зразка № 0177/25 - 50,2 мм при максимальному навантаженні 55 кНм на зразок; • для зразка № 0178/25 - 50,95 мм при максимальному навантаженні 56 кНм на зразок; • для зразка № 0179/25 - 64,65 мм при максимальному навантаженні 61 кНм на зразок		
Відповідальний виконавець, науковий співробітник		А.М. Бслоконь
Завідувач лабораторії фізико-механічних досліджень конструкцій		Н.В. Табаркевич
Примітки: 1 Протокол випробувань стосується тільки зразків, підданих випробуванням. 2 Повне або часткове передрукування протоколу без дозволу випробувальної лабораторії не допускається. 3 Кількість примірників протоколу - 4 примірника.		

ДОДАТОК Б Довідки та акт впровадження



®

УКРАЇНА

вул. Бульварно-Кудрявська 26, м. Київ, 01054. Тел. 486-69-08, моб. (050) 335 15 54

E-mail: gcpb@ig.com.ua, www.projects.com.ua. Код ЄДРПОУ 02497697

ISO 9001:2008 Сертифікати DE-470043 QM08; 470043 QM08

ЦИВІЛЬПРОМБУД

ПРИВАТНЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО "ГІПРОЦИВІЛЬПРОМБУД"

ПРОЕКТУВАННЯ ЦИВІЛЬНИХ І ПРОМИСЛОВИХ ОБ'ЄКТІВ

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційного дослідження Табаркевич Наталії Віталіївни на тему: «Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками у будівлях аеропортів» на здобуття ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» впроваджені у діяльності організації під час розробки проєктних рішень у процесі проєктування на будівництво (відновлення) великопрогонних перекриттів.

Зокрема, у межах виконання проєктних робіт використано результати дослідження щодо застосування сталезалізобетонних конструкцій з прихованими елементами, особливостей їх роботи під навантаженням, а також конструктивних рішень, спрямованих на підвищення експлуатаційної надійності, довговічності та ефективності використання матеріалів.

Окремі технічні рішення та рекомендації, запропоновані у дисертаційній роботі, прийняті до подальшого опрацювання та можуть бути використані на наступних стадіях проєктування об'єкта.

Директор



Дмитро Ларін



ПРИВАТНЕ АКЦІОНЕРНЕ ТОВАРИСТВО «ЗАВОД ЗБК №1 ДБК №1»
м. Київ, вул. Будіндустрії, буд. 5
тел. (067) 314-14-24, kpv@zzbek1.ua, www.zzbek1.ua
ЄДРПОУ 44569596

№ 054 від 19.05 2026 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційного дослідження Табаркевич Наталії Віталіївни на тему: «Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками у будівлях аеропортів» на здобуття ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» впроваджені в діяльності ПРИВАТНОГО АКЦІОНЕРНОГО ТОВАРИСТВА «ЗАВОД ЗБК №1 ДБК №1».

Зокрема, результати дослідження використано при оцінці перспектив впровадження сучасних конструктивних рішень у виробництво залізобетонних виробів та елементів перекриттів. Практичне значення мають підходи до застосування сталезалізобетонних перекриттів з прихованими балками, спрямовані на підвищення несучої здатності та жорсткості конструкцій, зменшення матеріаломісткості виробів і вдосконалення технічних рішень при виготовленні будівельних конструкцій.

Директор ПрАТ «ЗБК №1 ДБК №1»



Михайло ІВАНЧЕНКО

Вик. Головний технолог
Коваленко Т.Г.
тел. (067) 247-11-48



МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ
ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”
(ДП НДІБК)



вул. Преображенська, 5/2, м. Київ, 03037; тел.: (044) 365-03-70, (050) 415-36-22
 e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; www.ndibk.com; код ЄДРПОУ 02495431

20.05.2026 № 100 - 446

На № _____ від _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

Заступник директора з наукової роботи, канд. техн. наук, ч.н.с.

[Signature]

« 18 »



ЮРІЙ СЛЮСАРЕНКО

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційного дослідження Табаркевич Наталії Віталіївни, завідувача відділу досліджень будівель та випробувань механічних та вогнестійких властивостей будівельних конструкцій, на тему: "Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками у будівлях аеропортів" на здобуття ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» впроваджені в діяльності Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК) та плануються до використання при підготовці науково-технічних рекомендацій, методичних матеріалів і подальшому вдосконаленні нормативно-технічної документації, а саме:

- при розробленні рекомендацій щодо проектування та розрахунку сталезалізобетонних перекриттів із прихованими балками з урахуванням вимог міцності, жорсткості, тріщиностійкості та довговічності конструкцій;
- для вдосконалення методик оцінювання напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій перекриттів із прихованими балками та визначення їх раціональних конструктивних параметрів;
- при виконанні науково-дослідних і проєктних робіт, пов'язаних із забезпеченням надійності, експлуатаційної придатності та підвищенням ефективності несучих конструкцій будівель;
- у процесі підготовки пропозицій щодо оновлення нормативних документів у сфері проєктування та розрахунку сталезалізобетонних конструкцій цивільних і спеціальних споруд.

Отримані результати сприяють підвищенню ефективності використання сталезалізобетонних конструкцій перекриттів у будівлях, забезпечують удосконалення підходів до їх розрахунку та проєктування, а також можуть бути використані при подальшому розвитку нормативної бази у галузі будівництва.

Зав. відділу надійності
 конструкцій будівель і споруд
 докт. техн. наук, проф.

[Signature]

Андрій БАМБУРА



Комісія у складі:

голови – заступника декана з наукової роботи, кандидата технічних наук, доцента Дубика
Олександра Миколайовича;

членів комісії: - завідувача кафедри будівництва та цивільної інженерії, доктора технічних
наук, професора Махінька Антона Володимировича;
- доцента кафедри будівництва та цивільної інженерії, кандидата технічних
наук, доцента Омельченко Катерини Вікторівни.

цим Актом засвідчує, що результати дисертаційного дослідження аспіранта кафедри
будівництва та цивільної інженерії державного некомерційного підприємства «Державний
університет «Київський авіаційний інститут» Табаркевич Наталії Віталіївни на тему:
«Сталезалізобетонні перекриття з прихованими балками у будівлях аеропортів» виконаного
на здобуття ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна
інженерія» впроваджені в навчальний процес державного некомерційного підприємства
«Державний університет «Київський авіаційний інститут».

Зокрема, у процесі підготовки матеріалів курсів лекцій та викладання практичних
занять із дисципліни, а саме:

- проведення лекційних занять з дисципліни «Сталезалізобетонні конструкції:
моделювання, конструювання, будівництво» за темою «Особливості
конструювання та розрахунку сталезалізобетонних перекриттів з прихованими
балками у будівлях аеропортів»;
- проведення практичних занять з дисципліни «Сталезалізобетонні конструкції:
моделювання, конструювання, будівництво» за темою «Розрахунок несучої
здатності та оцінка експлуатаційної придатності сталезалізобетонних балок з
прихованими елементами»;
- запропоновано використовувати методику розрахунку сталезалізобетонних балок
за несучої здатності та експлуатаційної придатності під час науково-дослідних
завдань, індивідуальних навчально-дослідних робіт здобувачами, які навчаються
за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія», освітньо-професійною
програмою «Промислове і цивільне будівництво».

Голова комісії

кандидат технічних наук, доцент

 –Олександр ДУБИК

Члени комісії

доктор технічних наук, професор

 Антон МАХІНЬКО

кандидат технічних наук, доцент

 Катерина ОМЕЛЬЧЕНКО