

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Державний університет

«КИЇВСЬКИЙ АВІАЦІЙНИЙ ІНСТИТУТ»

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

ТАБАРКЕВИЧ ОЛЕГ ОЛЕГОВИЧ

УДК 624.012.45:624.046:624.042.7:69.059

ДИСЕРТАЦІЯ

**ОЦІНКА НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ АВАРІЙНИХ ВЕРТИКАЛЬНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І ЇХ ВІДНОВЛЕННЯ**

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

_____/О. О. 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 О. О. Оцінка несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів і їх відновлення – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

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

Дисертаційна робота присвячена оцінюванню несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів та розробленню методики їх відновлення.

У розділі 1 «Стан проблеми та основні підходи до оцінювання несної здатності під час аварійних пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів» проаналізовано основні положення норм і наукових розробок, присвячених оцінюванню несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів, розглянуто сучасні конструктивні рішення колон та пілонів, дослідження міцності і стійкості залізобетонних вертикальних елементів, а також методики оцінювання їх аварійного стану.

У розділі 2 «Аналіз стійкості та залишкової несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів при прогресуючому обваленні» виконано комплексне оцінювання стійкості та залишкової несної здатності аварійно пошкоджених вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних житлових будівель за умов локальних механічних пошкоджень і розвитку прогресуючого обвалення. Отримані результати стали науковою основою для вибору ефективних рішень з відновлення та підсилення конструкцій. Обґрунтовано доцільність застосування коефіцієнта зменшення несної здатності як універсального інженерного показника, що комплексно враховує втрату бетонного та арматурного перерізів, а також деградацію фізико-механічних властивостей матеріалів. Запропонована мультиплікативна

структура коефіцієнта підтверджена адитивним характером впливу дефектів і пошкоджень та допомагає адаптувати методику до різних типів вертикальних елементів і аварійних ситуацій.

Чисельні дослідження з використання фізично нелінійних просторових моделей показали значний перерозподіл зусиль у суміжних елементах під час локального вилучення несних конструкцій, зі зростанням напружень до 41.29-179.30 %. Встановлено, що за збереження тріщиностійкості окремі елементи можуть перебувати у граничному або аварійному стані, що підтверджує необхідність оцінювання саме залишкової несної здатності.

Систематизовано значення коефіцієнтів зменшення несної здатності для пілонів, колон і діафрагм жорсткості залежно від ступеня пошкодження. Практична апробація методики дала змогу визначити дефіцит несної здатності та обґрунтувати раціональні рішення з підсилення, реалізовані у наступних розділах роботи.

У розділі 3 «Оцінювання технічного стану будівель і визначення параметрів міцності та деформативності матеріалів» проведено порівняння отриманих теоретичних оцінок несної здатності з даними інструментального контролю та результатами досліджень інших науковців, що підтвердило їх надійність та практичну застосовність.

Проаналізовано технічний стан будівлі та характеристик матеріалів вертикальних залізобетонних елементів. Установлено значні пошкодження колон, пілонів та діафрагм жорсткості, включно з тріщинами та локальним руйнуванням, що відповідає категорії «аварійний». Залишкова міцність бетону визначена відбором зразків «кернів». Результати підтверджують необхідність комплексного відновлення вертикальних елементів зважаючи на фактичний стан матеріалів і просторової роботи каркасу.

У розділі 4 «Практична реалізація результатів та методика відновлення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів» розроблено та обґрунтовано комплекс технічних рішень щодо відновлення і підсилення вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель,

пошкоджених унаслідок аварійних впливів. Запропоновано методи ремонту, підсилення та часткової заміни конструктивних елементів з огляду на ступінь зменшення їх несної здатності та значення відповідного коефіцієнта. Визначено вплив підсилювальних заходів на відновлення несної здатності й просторової жорсткості каркасної системи, а також проведено детальний техніко-економічний аналіз ефективності локального підсилення порівняно з демонтажем аварійних поверхів і реконструкцією будівель.

Ключові слова: несна здатність; аварійні вертикальні залізобетонні елементи; методика відновлення; підсилення; інженерна апробація, прогресуюче обвалення; монолітно–каркасна будівля; залізобетонні конструкції; локальні пошкодження; метод скінченних елементів; фізична нелінійність; перерозподіл напружень.

ABSTRACT

Tabarkevych O.O. Assessment of the bearing capacity of emergency vertical reinforced concrete elements and their restoration – 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”) - National State University “Kyiv Aviation Institute”. Kyiv, 2026.

The dissertation is devoted to the assessment of the bearing capacity of emergency vertical reinforced concrete elements and the development of a methodology for their restoration.

In section 1 "State of the problem and basic approaches to assessing the bearing capacity in case of emergency damage to vertical reinforced concrete elements", an analysis of the main provisions of the standards and scientific developments devoted to assessing the bearing capacity of emergency vertical reinforced concrete elements is carried out, a review of modern structural solutions of columns and pylons, studies of the strength and stability of reinforced concrete

vertical elements, as well as an analysis of methods for assessing their emergency condition is carried out.

In section 2 “Analysis of the stability and residual bearing capacity of emergency vertical reinforced concrete elements during progressive collapse,” a comprehensive assessment of the stability and residual bearing capacity of emergency damaged vertical reinforced concrete elements of monolithic-frame residential buildings under conditions of local mechanical damage and the development of progressive collapse was performed. The results obtained became the scientific basis for choosing effective solutions for the restoration and strengthening of structures. The feasibility of using the coefficient of reduction of bearing capacity as a universal engineering indicator that comprehensively takes into account the loss of concrete and reinforcement sections, as well as the degradation of physical and mechanical properties of materials is substantiated. The proposed multiplicative structure of the coefficient is confirmed by the additive nature of the influence of defects and damage and allows you to adapt the method to different types of vertical elements and emergency situations.

Numerical studies using physically nonlinear spatial models have shown a significant redistribution of forces in adjacent elements during local removal of load-bearing structures, with an increase in stresses up to

41.29–179.30 %. It has been established that while maintaining crack resistance, individual elements may be in a limiting or emergency state, which confirms the need to assess the residual load-bearing capacity.

The values of the load-bearing capacity reduction coefficients for pylons, columns and stiffness diaphragms depending on the degree of damage have been systematized. Practical testing of the methodology allowed us to determine the load-bearing capacity deficit and justify rational strengthening solutions implemented in subsequent sections of the work.

In section 3 “Assessment of the technical condition of buildings and determination of the parameters of strength and deformability of materials”, a comparison of the obtained theoretical estimates of the load-bearing capacity with the

data of instrumental control and the results of research by other scientists was carried out, which confirmed their reliability and practical applicability.

An assessment of the technical condition of the building and the characteristics of the materials of the vertical reinforced concrete elements was carried out. Significant damage to the columns, pylons and stiffness diaphragms was found, including cracks and local destruction, which corresponds to the category of "emergency". The residual strength of the concrete was determined by selecting "core" samples. The results confirm the need for comprehensive restoration of the vertical elements, taking into account the actual condition of the materials and the spatial work of the frame. In section 4 "Practical implementation of the results and the method of restoring the bearing capacity of emergency vertical reinforced concrete elements", a set of technical solutions for the restoration and reinforcement of vertical reinforced concrete elements of monolithic-frame buildings damaged as a result of emergency impacts is developed and substantiated. Methods of repair, reinforcement and partial replacement of structural elements are proposed, taking into account the degree of reduction in their bearing capacity and the values of the corresponding coefficient. The impact of strengthening measures on the restoration of the bearing capacity and spatial stiffness of the frame system was assessed, and a comparative feasibility study of the effectiveness of local strengthening compared to the dismantling of emergency floors and reconstruction of buildings was conducted.

Keywords: bearing capacity; emergency vertical reinforced concrete elements; restoration methodology; strengthening; engineering testing, progressive collapse; monolithic-frame building; reinforced concrete structures; local damage; finite element method; physical nonlinearity; stress redistribution.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА, У ЯКИХ НАВЕДЕНІ ОСНОВНІ НАУКОВІ РЕЗУЛЬТАТИ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації у закордонних виданнях, проіндексованих у базі даних Scopus:

1. Lapenko O., Tabarkevych O., Skrebneva S., Nyznyk O. Reconstruction of Reinforced Concrete Pylons and Reinforcement with Metal Cages After Damage Caused by Military Operations. In: Zabulonov Y., Peer I., Zheleznyak M. (eds) International Conference“ Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context”. ICBN 978-3-031-55068-3 (eBook). ISSN 2366-2565 (electronic). *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2022, vol 469. pp. 115-119. Springer, Cham. URL:<https://doi.org/10.1007/978-3-031-55068-3>

(Особистий внесок: виконано обстеження пошкодженого внаслідок воєнних дій залізобетонного пілона багатоповерхового житлового будинку, проведено оцінювання його технічного стану та обґрунтовано доцільність відновлення із застосуванням металевої обойми. Самостійно визначено геометричні параметри пілона, виконано розрахунок і підбір перерізів металевих елементів обойми, розроблено робочі креслення підсилення. Автор брав безпосередню участь у реалізації відновлювальних робіт, узагальнив отримані результати та сформулював висновки щодо ефективності запропонованого способу підсилення.)

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

1. Табаркевич О. О., Сергійчук В.А., Белоконь А.М., Табаркевич Н. В. 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: Узагальнено та науково проаналізовано результати обстеження житлових будинків, пошкоджених унаслідок бойових дій.

Проаналізовано характер та ступінь руйнувань житлових будівель різної поверховості та конструктивних схем, установлені типові види пошкоджень несних і огорожувальних конструкцій, спричинених дією вибухових навантажень. Систематизовано практичний досвід відновлення пошкоджених житлових будинків зважаючи на фактичний технічний стан конструкцій, що дало можливість обґрунтувати доцільність застосування різних підходів до ремонту, підсилення або часткового демонтажу конструкцій. Запропоновано інженерні рішення щодо відновлення експлуатаційної придатності будівель, які ґрунтуються на результатах інструментального обстеження та оцінювання залишкової несної здатності конструкцій.)

2. Табаркевич О. О., Сергійчук В. А., Табаркевич Н. В. 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: Проаналізовано специфічні чиники пошкодження будівельних конструкцій, не характерних для умов нормальної експлуатації, зокрема дії ударної хвилі, уламкових пошкоджень. Удосконалено алгоритм проведення візуального та інструментального обстеження несних і огорожувальних конструкцій, що допомагає обґрунтованіше визначити їхній технічний стан та залишкову несну здатність. Розроблено рекомендації щодо прийняття інженерних рішень стосовно подальшої експлуатації, відновлення або демонтажу пошкоджених елементів.)

3. Табаркевич О. О. Дослідження прогресуючого обвалення будівель після пошкоджень воєнного характеру. *Теорія та практика дизайну. Архітектура та будівництво*. К.: КАІ, 2026. Вип. 1 (39). С.152–166.
URL: <https://doi.org/10.32782/2415-8151.2026.39.15>

(Особистий внесок: Виконано аналіз наукових джерел і нормативної бази щодо стійкості будівель до прогресуючого обвалення, створено просторову скінченно – елементну модель монолітно – каркасної будівлі у ПК «ЛІРА-САПР» та проведено чисельне моделювання аварійного сценарію локального

пошкодження. Проведено розрахунки напружено – деформованого стану конструкторів, проаналізовано перерозподіл внутрішніх зусиль у вертикальних залізобетонних елементах і сформульовано висновки щодо стійкості будівлі до прогресуючого обвалення та можливості її подальшого відновлення.)

Публікації за результатами апробації матеріалів дисертації на конференціях:

1. Табаркевич О. О., Лапенко О. І. Тимчасове підсилення зруйнованих вертикальних залізобетонних елементів: Збірник тез доповідей 24-ї міжнародної науково–практичної конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених «ПОЛІТ. Сучасні проблеми науки». Київ: НАУ, 2024. С 300–301.
2. Табаркевич О. О., Лапенко О. І. Оцінка пошкоджених залізобетонних конструкцій аеропортів: Збірник тез доповідей І Всеукраїнської науково–практичної конференції «Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: Проблеми утримання та відновлення». Київ: НАУ, 2024. С 81–83.
3. Табаркевич О. О. Відновлення вертикальних залізобетонних елементів у аеропортах України, пошкоджених внаслідок військових дій. Proceedings of the Eleventh World Congress “Aviation in the XXI – st Century”: Safety in Aviation Space Technologies, 2024. Kyiv : NAU . С 68–69.
4. Табаркевич О. О., Скребнева С. М. Визначення залишкової міцності арматури в зруйнованому залізобетонному пілоні: Матеріали X Міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті». Харків. УкрДУЗТ, 2024. С. 158–159.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
РОЗДІЛ 1. СТАН ПРОБЛЕМИ ТА ОСНОВНІ ПІДХОДИ ДО	
ОЦІНЮВАННЯ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ПІД ЧАС	
АВАРІЙНИХ ПОШКОДЖЕНЬ ВЕРТИКАЛЬНИХ	
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ.....	9
1.1.Роль вертикальних залізобетонних елементів у забезпеченні просторової жорсткості й несної здатності будівель.....	9
1.2.Огляд міжнародних та вітчизняних практик сучасних методів відновлення несної здатності вертикальних несних елементів.....	14
1.2.1.Ключові методи визначення несної здатності підсилених (відновлених) вертикальних залізобетонних елементів згідно з американськими та канадськими стандартами.....	23
1.2.2.Основні підходи до розрахунку несної здатності підсилених (відновлених) вертикальних залізобетонних елементів відповідно до нормативів Європейського союзу.....	27
1.3.Класифікація пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів та методики їх оцінювання.....	30
Висновки до розділу 1.....	38
РОЗДІЛ 2. АНАЛІЗ СТІЙКОСТІ ТА ЗАЛИШКОВОЇ НЕСНОЇ	
ЗДАТНОСТІ АВАРІЙНИХ ВЕРТИКАЛЬНИХ	
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПІД ЧАС	
ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ.....	41
2.1.Моделювання та розрахункові дослідження процесу прогресуючого обвалення.....	41
2.2.Визначення коефіцієнта зменшення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів.....	67
2.3.Оцінювання залишкової несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів з урахуванням коефіцієнта зменшення несної здатності.....	72

	3
Висновки до розділу 2.....	76
РОЗДІЛ 3. ОЦІНЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА	
ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ МІЦНОСТІ І	
ДЕФОРМАТИВНОСТІ МАТЕРІАЛІВ.....	79
3.1.Дослідження будівель та визначення їх технічного стану.....	79
3.2.Аналіз фактичних параметрів міцності та деформативності матеріалів... ..	89
3.2.1.Визначення характеристик бетону неруйнівним методом пружного	
відскоку.....	90
3.2.2.Визначення характеристик бетону за результатами випробування	
кернів.....	94
3.3.Визначення механічних характеристик арматури.....	98
Висновки по розділу 3.....	101
РОЗДІЛ 4. ПРАКТИЧНА РЕАЛІЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА МЕТОДИКА	
ВІДНОВЛЕННЯ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ АВАРІЙНИХ	
ВЕРТИКАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ	
ЕЛЕМЕНТІВ.....	103
4.1.Розроблення науково обґрунтованої методики відновлення та	
підсилення вертикальних залізобетонних елементів.....	103
4.2.Порівняльний аналіз варіантів ремонту і повної відбудови пошкоджених	
будівель.....	116
4.2.1.Вихідні параметри та основні характеристики пошкоджень.....	117
4.2.2.Відновлення шляхом розбирання поверхів.....	118
4.2.3.Відновлення шляхом ремонту та підсилення поверхів.....	121
Висновки до розділу 4.....	123
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	126
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	128
ДОДАТОК А. Акти впровадження.....	137
ДОДАТОК Б. Методика відновлення вертикальних залізобетонних.	
елементів.....	140

ВСТУП

Актуальність теми зумовлена значним зростанням кількості пошкоджених будівель в Україні внаслідок воєнних дій, зокрема ударів авіабомб, артилерії та ракетного озброєння. Наявні нормативні документи не містять достатньо детальних рекомендацій щодо оцінювання залишкової несної здатності аварійних залізобетонних елементів після екстремальних впливів. Особливо актуальною є проблема визначення здатності конструкцій протистояти прогресуючому обваленню у пошкодженому стані та розроблення ефективних методів їх відновлення. Отже, дослідження, спрямовані на кількісне оцінювання ступеня пошкоджень, моделювання роботи елементів у післяаварійних умовах і вдосконалення технологій їх підсилення, необхідні для гарантування безпеки експлуатації будівель та відбудови пошкодженої інфраструктури.

Мета роботи встановлення закономірностей зміни залишкової несної здатності вертикальних залізобетонних елементів при локальних пошкодженнях та розробці удосконаленого підходу до оцінки їх технічного стану на основі комплексного врахування втрати геометричних характеристик перерізу, деградації фізико–механічних властивостей матеріалів і змін напружено–деформованого стану залежно від розташування пошкоджень по висоті конструкцій. Для досягнення поставленої мети необхідно виконати такі завдання:

- дослідити характер та ступінь пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів та встановити їх вплив на зміну несної здатності конструкцій;
- виконати технічне обстеження пошкоджених будівель та визначити фізико–механічні характеристики матеріалів конструкцій із застосуванням неруйнівних і руйнівних методів контролю;
- виконати розрахункове моделювання роботи конструктивної системи будівлі, беручи до уваги пошкодження вертикальних елементів, та провести розрахунок каркаса на прогресуюче обвалення;
- на основі результатів обстеження та розрахункового аналізу визначити коефіцієнт зменшення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів залежно від ступеня їх пошкодження;

- встановити закономірність зміни залишкової несної здатності вертикальних залізобетонних елементів при різних параметрах і місцях локальних пошкоджень;
- удосконалити методику відновлення та підсилення аварійних вертикальних залізобетонних елементів монолітно–каркасних будівель і обґрунтувати конструктивні рішення їх підсилення;
- оцінити ефективність запропонованих рішень відновлення за показниками відновлення несної здатності, підвищення просторової жорсткості каркасної системи та техніко–економічної діяльності їх застосування.

Об’єктом дослідження є процес відновлення несної здатності та підсилення вертикальних залізобетонних елементів багатоповерхових монолітно–каркасних будівель після механічних пошкоджень, що виникають унаслідок вибухових, ударних або інших надзвичайних впливів.

Предмет дослідження: зміна несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів та методи їх відновлення.

Методи дослідження У дисертаційній роботі застосовано комплекс загальнонаукових та спеціальних методів дослідження, що забезпечують всебічне вивчення технічного стану будівельних конструкцій, визначення причин виникнення пошкоджень, оцінювання їх впливу на несну здатність та розроблення інженерних рішень щодо відновлення.

До загальнонаукових методів дослідження належать метод аналізу та узагальнення науково–технічної літератури і нормативних документів, який використано для визначення сучасних підходів до оцінювання технічного стану будівельних конструкцій; метод системного аналізу, застосований для комплексного дослідження роботи конструктивної системи будівлі з урахуванням результатів розрахункового моделювання з фактичними характеристиками технічного стану конструкцій.

До спеціальних методів дослідження належить метод технічного обстеження будівельних конструкцій, застосований для встановлення фактичного технічного стану конструктивних елементів та виявлення дефектів і пошкоджень; метод інженерного аналізу пошкоджень, використаний для визначення причин їх виникнення та оцінювання впливу на несну здатність

конструкцій; метод чисельного інженерного–розрахункового моделювання з використанням програмного комплексу ЛПРА–САПР, Застосований для визначення напружено–деформованого стану конструкцій; інженерно–розрахунковий метод визначення коефіцієнта зниження несної здатності пошкоджених конструкцій; метод інженерного проєктування, застосований для розроблення технічних рішень щодо підсилення та відновлення конструкцій.

Наукова новизна одержаних результатів полягає в тому що:

вперше

- одержано результати розв’язку поставлених завдань аналітичними та чисельними методами за обґрунтованими математичними і чисельними моделями, які застосовано для створення розрахункових схем і визначення НДС вертикальних несучих конструкцій за допомогою кодів ПК ЛПРА для визначення деформацій у залізобетонних елементах від температурно-силових навантажень, що дають задовільну збіжність з результатами експериментальних досліджень фізичних моделей;

- встановлено закономірності зміни залишкової несної здатності вертикальних залізобетонних елементів при локальних пошкодженнях, які враховують сумісний вплив критичної зміни геометричних характеристик перерізу, деградації фізико-механічних властивостей матеріалів та зміни напружено-деформованого стану;

- одержано результати розрахунку несної здатності та тріщиностійкості з використанням розроблених аналітичних залежностей для несучих конструкцій з врахуванням положень деформаційного методу, а результати чисельного моделювання показали задовільну збіжність та можливість їх практичного застосування.

удосконалено:

- підхід до оцінки технічного стану вертикальних залізобетонних елементів за наявності локальних пошкоджень.

набули подальшого розвитку:

- методи чисельного розрахунку залізобетонних несучих конструкцій на дію силових навантажень за обґрунтованими математичними моделями, що використовуються в ПК ЛПРА;

- методика визначення дефіциту несної здатності конструкцій з урахуванням комплексного впливу пошкоджень.

Практичне значення одержаних результатів полягає в тому, що розроблений підхід до оцінювання залишкової несної здатності вертикальних залізобетонних елементів під час локальних пошкоджень дає можливість:

- підвищити достовірність визначення технічного стану конструкцій завдяки врахуванню фактичних змін геометричних характеристик та властивостей матеріалів;
- забезпечити обґрунтоване визначення дефіциту несної здатності;
- приймати інженерні рішення щодо підсилення, реконструкції або обмеження експлуатації будівель та під час оцінювання надійності та безпеки пошкоджених залізобетонних конструкцій.

Особистий внесок здобувача:

- проаналізовано сучасний стан досліджень щодо пошкоджених залізобетонних елементів та наявності підходів до оцінювання їх несної здатності;
- встановлено закономірності зміни залишкової несної здатності вертикальних залізобетонних елементів залежно від ступеня локальних пошкоджень;
- обґрунтовано вплив сумісної дії втрати геометричних характеристик перерізу та деградації фізико–механічних властивостей матеріалів на несну здатність конструкцій;
- розроблено підхід до оцінювання технічного стану залізобетонних елементів зважаючи на їх фактичний пошкоджений стан;
- сформовано метод визначення дефіциту несної здатності для обґрунтування рішень щодо підсилення або обмеження експлуатації конструкцій;
- виконано розрахункові дослідження та аналіз напружено–деформованого стану пошкоджених елементів;
- узагальнено отримані результати та сформульовано практичні рекомендації щодо оцінювання надійності і безпеки залізобетонних конструкцій;
- забезпечено впровадження результатів дослідження у практику технічного обстеження та інженерного оцінювання будівель і споруд.

Апробація результатів роботи. Основні положення та результати дисертаційної роботи презентовано та обговорено на міжнародних і всеукраїнських науково–практичних конференціях. Зокрема, результати дослідження доповідалися на 24–й Міжнародній науково-практичній конференції здобувачів вищої освіти і молодих учених «ПОЛІТ. Сучасні проблеми науки» (Київ, 2024), де розглядалися питання тимчасового підсилення зруйнованих вертикальних залізобетонних елементів.

Окремі результати, пов’язані з оцінюванням технічного стану пошкоджених залізобетонних конструкцій аеропортів, були оголошені на I Всеукраїнській науково–практичній конференції «Сталий розвиток інфраструктури авіаційного транспорту: проблеми утримання та відновлення» (Київ, 2024).

Питання відновлення вертикальних залізобетонних елементів аеропортових споруд України, що зазнали пошкоджень унаслідок воєнних дій, висвітлено у матеріалах XI Всесвітнього конгресу “Aviation in the XXI-st Century: Safety in Aviation and Space Technologies” (Київ, 2024).

Також результати дослідження щодо визначення залишкової міцності арматури в пошкоджених залізобетонних пілонах були оприлюднені на X Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (Харків, 2024).

Основні результати дослідження опубліковані у матеріалах зазначених наукових конференцій.

Публікації. Результати дисертаційної роботи опубліковані у восьми наукових працях. Серед них одна стаття у закордонному науковому виданні, проіндексованому у базах даних Scopus, три статті в наукових періодичних виданнях, включених до категорії «Б» Переліку наукових фахових видань України, та чотири публікації тез конференцій.

Структура і обсяг дисертації. Дисертація складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків і списку літературних джерел із 92 найменувань; викладена на 145 сторінках: основного тексту – 117 сторінок, рисунків – 45, таблиць – 16.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПРОБЛЕМИ ТА ОСНОВНІ ПІДХОДИ ДО ОЦІНКИ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ПРИ АВАРІЙНИХ ПОШКОДЖЕННЯХ ВЕРТИКАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

1.1. Роль вертикальних залізобетонних елементів у забезпеченні просторової жорсткості та несної здатності будівель

Одними з головних елементів каркасних будівель як житлових, так і промислових є колони та пілони. Вони належать до вертикальних несних елементів, які забезпечують сприйняття основних зусиль від навантажень та передавання їх на фундамент, а через них – на основу споруди. Колони формують структурний скелет будівлі, визначають її висоту, крок між конструктивними елементами та безпосередньо впливають на планувальні можливості внутрішнього простору. Пілони, будучи масивнішими та жорсткішими елементами порівняно з колонами, виконують аналогічну функцію, але зазвичай застосовуються у випадках, коли необхідна підвищена несна здатність і жорсткість у площині конструкції, а також у зонах підвищених концентрацій навантажень.

Функції колон і пілонів не обмежуються лише вертикальними передавальними навантаженнями. Вони беруть участь у забезпеченні просторової жорсткості будівлі, особливо у складі рамних або рамно-зв'язкових систем. Колони у поєднанні з ригелями формують жорсткі рами, які чинять опір горизонтальним навантаженням – вітровим чи сейсмічним (рис. 1.1). Пілони часто використовуються як елементи, що додатково працюють спільно з діафрагмами жорсткості або ядрами, утворюючи комплексну системну опору (рис. 1.2). Отже, їх роль є ключовою у формуванні стійкості та надійності будівельних конструкцій.

У житловому будівництві колони та пілони дають змогу створювати великопролітні простори без проміжних несних стін, що підвищує гнучкість планувальних рішень. Вони широко застосовуються у сучасних

багатоповерхових будинках, торговельно-офісних центрах, підземних паркінгах.

У промислових будівлях колони є основними несними елементами каркаса, що визначають параметри прольотів, висоту приміщень, можливість встановлення кранів та іншого технологічного обладнання. Пілони у промисловому будівництві часто використовуються для сприйняття концентрованих навантажень від важкого обладнання, мостових кранів або надбудованих конструкцій.

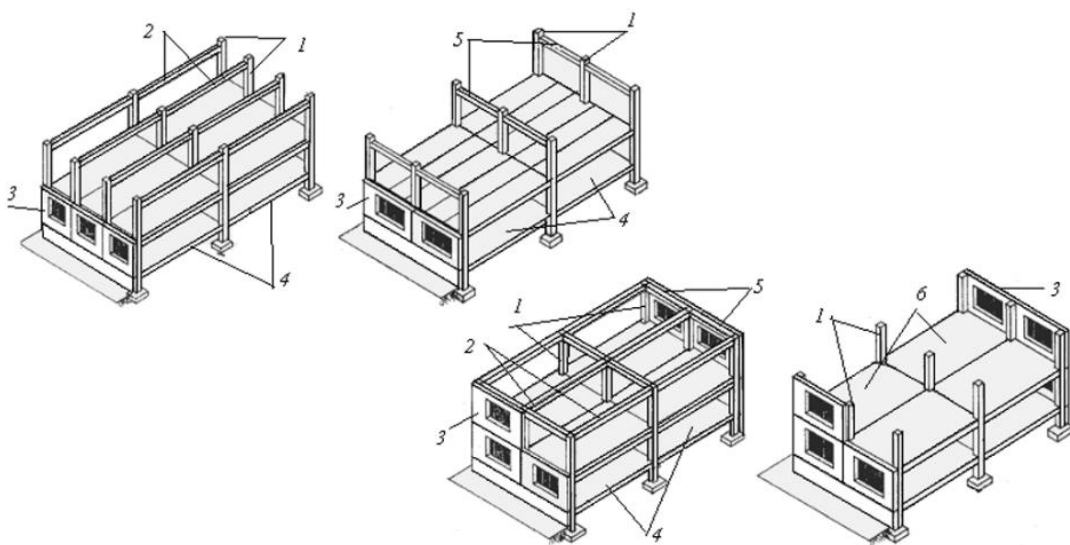


Рисунок 1.1 – Конструктивні схеми каркасних будівель:

1 – колони; 2 – ригелі; 3 – самонесні стіни; 4 – плити міжповерхового перекриття; 5 – поздовжній ригель; 6 – міжколонні плити перекриття

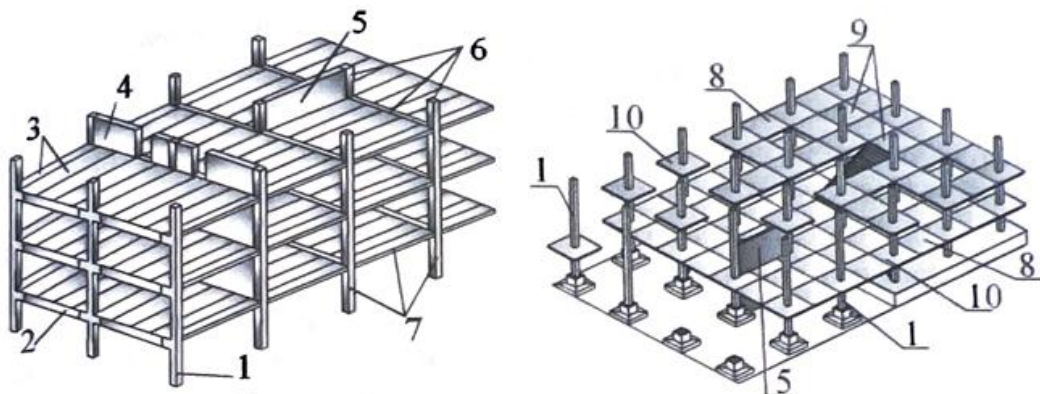


Рисунок 1.2 – Загальний вигляд балкового та безбалкового каркасів:

1 – колони; 2 – балка; 3 – плити перекриття; 4 – поперечна діафрагма;
5 – поздовжня діафрагма; 6 – рама із жорсткими вузлами;
7 – рама із шарнірними вузлами; 8 – міжколонна плита;
9 – середня плита; 10 – надколонна плита

У процесі експлуатації колони та пілони піддаються дії не лише вертикальних, а й горизонтальних навантажень. Тому до них ставлять високі вимоги щодо тріщиностійкості, жорсткості й вогнестійкості. У сейсмічно небезпечних районах їх конструкція розраховується на сприйняття значних динамічних впливів, що вимагає додаткового армування та використання спеціальних вузлів з'єднання з ригелями й фундаментами. У висотних будівлях часто працюють спільно з ядром жорсткості, що значно підвищує стійкість споруди проти вітрових коливань.

Колони є найпоширенішим видом вертикальних елементів будівель і споруд. Вони працюють, переважно, на стискання, забезпечуючи передавання навантаження від перекриттів і покриттів на фундаменти. Колона визначає несну здатність каркаса, а також впливає на його жорсткість та стійкість. Основні функції колон такі:

- передавання вертикальних навантажень від перекриттів і покриттів на основу;
- сприйняття горизонтальних зусиль від вітру, сейсмічних коливань та технологічних впливів;
- формування жорсткого просторового каркаса у поєднанні з ригелями та плитами.

Під час проєктування та розрахунку колон основними завданнями є перевірка їхньої несної здатності, тобто здатності сприймати навантаження без втрати міцності й стійкості. Колони в більшості випадків працюють як позацентрово стиснуті елементи, оскільки навантаження рідко прикладається суворо по осі і виникають додаткові згинальні моменти від конструктивних неточностей, нерівномірних деформацій ґрунту, дії вітру чи закріплення в елементах каркаса. Розраховуючи на міцність, передбачають, що конструкція матиме достатню міцність, якщо діюче навантаження в перерізі, від зовнішніх навантажень за несприятливих обставин їх у більший бік (з коефіцієнтом надійності по навантаженню γ_f) не перевищуватиме мінімальну несну здатність

перерізу, визначену за найменших значень міцнісних і деформативних характеристик [66].

З огляду на це цього розрахунок на міцність зводиться до виконання умови (1.1):

$$N \leq N_{rd} \quad (1.1)$$

Пілони – це масивні вертикальні елементи будівель та споруд, що можуть бути як суцільними, так і перфорованими. Вони належать до категорії елементів, які працюють переважно на стиск, і водночас виконують роль діафрагми жорсткості. Завдяки значній площі поперечного перерізу пілони ефективно протидіють не лише вертикальним навантаженням від перекриттів і покриття, а й горизонтальним, спричиненим вітровими або сейсмічними впливами.

У каркасних системах пілони часто поєднують із ригелями та плитами перекриттів, утворюючи просторову жорстку рамну конструкцію. Їх наявність істотно зменшує деформації будівлі, запобігає надмірним прогинам і коливанням, а також підвищує загальну стійкість каркаса. Пілони можуть виконувати як несну, так і конструктивно–жорстку функцію: у перших випадках вони сприймають основні навантаження, у других – працюють переважно як елементи, що стабілізують систему.

Під час розрахунку пілони розглядають як стрижневий елемент, що працює на позacentровий стиск. Для запобігання втрати стійкості необхідно визначити критичне навантаження, яке відповідає переходу конструкції зі стійкого стану в нестійкий. Величина критичної сили для стиснутого стрижня може бути записана узагальненою формулою, яка називається *формулою Ейлера* (1.2) [64]:

$$F_{кр} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{(\mu l)^2_{зв}} \quad (1.2)$$

Умова стійкості забезпечена, якщо виконується умова (1.3):

$$F \leq F_{кр} \quad (1.3)$$

Тобто розрахункове зусилля в елементі не повинно перевищувати критичного навантаження втрати стійкості.

Отже, особливу увагу було приділено пілонам та колонам, які відіграють ключову роль у сприйнятті вертикальних та горизонтальних навантажень. Ці елементи належать до числа найбільш навантажених деталей несних систем, адже саме вони передають зосереджені та рівномірно розподілені зусилля від верхніх частин споруди на фундаменти. Пілон у сучасному будівництві розглядається як вертикальний або близький до вертикального стрижневий елемент, що працює переважно на стиск. Залежно від архітектурного вирішення та функціонального призначення, пілони можуть мати різну форму поперечного перерізу (прямокутну, квадратну, круглу.) та виготовлятися з різних матеріалів: бетону, залізобетону, сталі чи їхніх поєднань. Колони зазвичай відрізняються регулярнішою геометрією та стандартними розрахунковими схемами, проте принцип їхнього проєктування залишають подібним.

Розрахунок міцності передбачає перевірку здатності поперечного перерізу сприймати задані зусилля без перевищення розрахункових опорів. Для цього виду перевірки, застосовувалася формула (1.1), яка враховувала осьову силу стиску та згинальний момент. У такий спосіб забезпечується оцінювання напружень у критичних точках перерізу, порівняння їх із граничними значеннями й підтвердження відсутності небезпеки крихкого або пластичного руйнування. Це гарантує, що елемент працюватиме в межах допустимих напружень навіть у випадках поєднаної дії сил і моментів.

Розрахунок на стійкість пов'язаний із визначенням критичного навантаження, за якого пілон може втратити рівновагу та перейти у стан бокового прогину. Для цього використовувалася формула (1.2), що базується на класичній теорії Ейлера щодо втрати стійкості стрижнів, уточнена зважаючи на умови закріплення кінців та фактичну гнучкість елемента. Цей розрахунок допомагає дозволяє оцінити, наскільки елемент вразливий до повздовжнього згину, а також визначити граничні співвідношення між довжиною й розмірами перерізу. Забезпечення стійкості критично важливе, адже навіть за достатньої міцності матеріалу пілон може зруйнуватися внаслідок втрати форми рівноваги.

Обидві розрахункові схеми взаємодоповнюють одна одну: перевірка міцності підтверджує спроможність матеріалу витримувати зусилля, тоді як перевірка стійкості гарантує, що форма елемента залишатиметься стабільною в умовах реального навантаження.

1.2.Огляд міжнародних та вітчизняних практик сучасних методів підсилення вертикальних залізобетонних елементів

Підсилення вертикальних несних елементів будівель і споруд є актуальним завданням сучасного будівництва, адже їх пошкодження або втрата несної здатності безпосередньо впливають на загальну стійкість конструкції. У світовій практиці сформувався широкий спектр методів, спрямованих на продовження терміну експлуатації колон, стояків, пілонів та інших подібних елементів.

Серед провідних країн, що активно розробляють і впроваджують сучасні методи підсилення, варто відзначити США та Канаду, де ведуться масштабні дослідження з використанням композитних матеріалів (FRP) і розроблення нормативної бази; країни Європейського союзу – зокрема Німеччину, Італію, Велику Британію та Францію, що демонструють широкий спектр підходів від використання ультрависокоміцних бетонів і наномодифікованих сумішей до інтеграції композитних систем.

В умовах нормативної бази США та Канади, а також Європейського союзу реалізовується такі способи підсилення.

Використання волокнистих **полімерних композитів FRP** (вуглецевих, арамідних) (рис. 1.3). Нанесення FRP –системи у вигляді обмотки дає змогу суттєво підвищити несну здатність елементів у стиску, забезпечує додаткову ізоляцію бетону, зменшує розкриття тріщин і підвищує пластичність. Завдяки цьому значно покращується поведінка конструкцій під час циклічних та динамічних навантажень, у тому числі в разі сейсмічних впливів.

Окрім того, застосування FRP має низку додаткових переваг:

- мінімальне збільшення габаритів конструкції порівняно з бетонним обгортанням чи сталевим обоймуванням;
- простота та швидкість монтажу, можливість використання у важкодоступних місцях;
- відсутність значного збільшення маси конструкції;
- підвищення сейсмостійкості завдяки ефекту обойми, що стримує розширення бетону та розвиток тріщин.

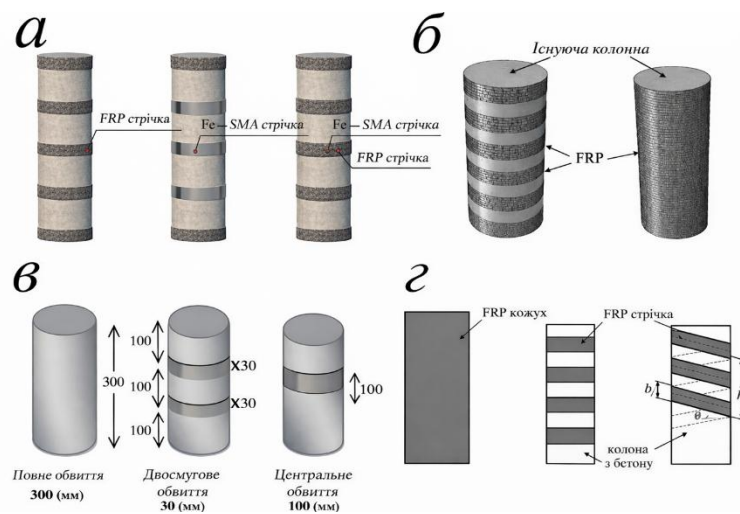


Рисунок 1.3 – Підсилення волокнистими полімерними композитами:
 а – комбіновані системи підсилення; б – зовнішнє обвиття FRP-смугами круглих колон; в – розташування FRP-обвиття; г – зовнішнє обвиття FRP-смугами квадратних колон

а) комбіновані системи підсилення:

- ліворуч – колона, обвита FRP-смугами (волокнистий полімерний композит);
- посередині – колона з металевими смугами (Fe – SMA-сплави з ефектом пам'яті форми);
- праворуч – комбіноване обвиття FRP-смуги та Fe – SMA-смуги разом (ідея поєднання різних матеріалів для покращення несної здатності й енергоемності колони).

б) зовнішнє обвиття:

- ліворуч – колона з періодичним FRP-обвиттям у вигляді окремих «кілець» або смуг;

- праворуч – колона з суцільним FRP-обвиттям (повне охоплення по висоті).

Обвиття FRP підвищує тріщиностійкість, міцність на стиск та здатність до деформацій.

в) розташування FRP-обвиття:

- full Wrapping (300 mm) – суцільне обвиття колони по всій висоті;
- two Band Wrap (30 mm x 3) – дві або кілька окремих вузьких FRP-смуг через рівні проміжки;
- center Wrapping (100 mm) – обвиття лише в центральній частині колони.

Різні схеми дають можливість економити матеріал і вибирати потрібну жорсткість.

г) зовнішнє обвиття FPR-смугами квадратних колон:

- ліворуч – суцільний FPR-шар повне покриття поверхні;
- посередині – смугове укріплення FPR strip-періодичні кільцеві смуги;
- праворуч – спіральне обвиття (helical wrapping) – смуга під кутом (θ), з кроком s_f і шириною b_f . Спіральна схема забезпечує рівномірніше зусилля і підвищену тріщиностійкість.

Бетонне чи залізобетонне обгортання (Concrete / RC Jacketing).

Бетонне та залізобетонне обгортання (рис. 1.4) є одним із найефективніших методів підсилення несних елементів будівель і споруд. Основним його призначенням є збільшення несної здатності конструкцій, які з часом втратили міцність або виявилися недостатніми через зміну умов експлуатації. Наприклад, це може бути зумовлено старінням бетону, корозією арматури, дією агресивного середовища, сейсмічними чи аварійними впливами, а також потребою у підвищенні навантажувальної здатності будівлі після її реконструкції чи перепланування.

Бетонне чи залізобетонне обгортання дає можливість збільшити площу поперечного перерізу елемента та підвищити його жорсткість. Для колон це означає збільшення стійкості та здатності сприймати вертикальні й горизонтальні навантаження; для стін (пілонів) – посилення просторової роботи. Важливою перевагою цього методу є можливість сумісної роботи нового та

наявного бетону внаслідок анкерування та зчеплення, що забезпечує ефективний розподіл зусиль.

Зчеплення старого бетону з новим забезпечується дотриманням певних технологічних вимог, а саме: виконання насічки на поверхні бетону; очищення поверхні від зруйнованого матеріалу, сміття; зволоження поверхні бетону за 1 – 1,5 години до початку бетонування (калюж на поверхні бетону бути не повинно); ретельне укладання та вібрування бетонної суміші; догляд за бетоном у період набирання ним міцності (зволоження для попередження виникнення усадкових тріщин, недопущення заморожування матеріалу в період твердіння).[72].

Окрім безпосереднього збільшення міцності, обгортання виконує й інші функції. Воно підвищує довговічність елемента завдяки створенню нового захисного шару бетону, який захищає арматуру від корозії. Також покращується вогнестійкість, оскільки товстіший шар бетону довше протистоїть дії високих температур. У випадках, коли споруда зазнає підвищених сейсмічних навантажень, залізобетонне обгортання забезпечує додаткову енергоємність і пластичність конструкції, що знижує ризик їх раптового руйнування.

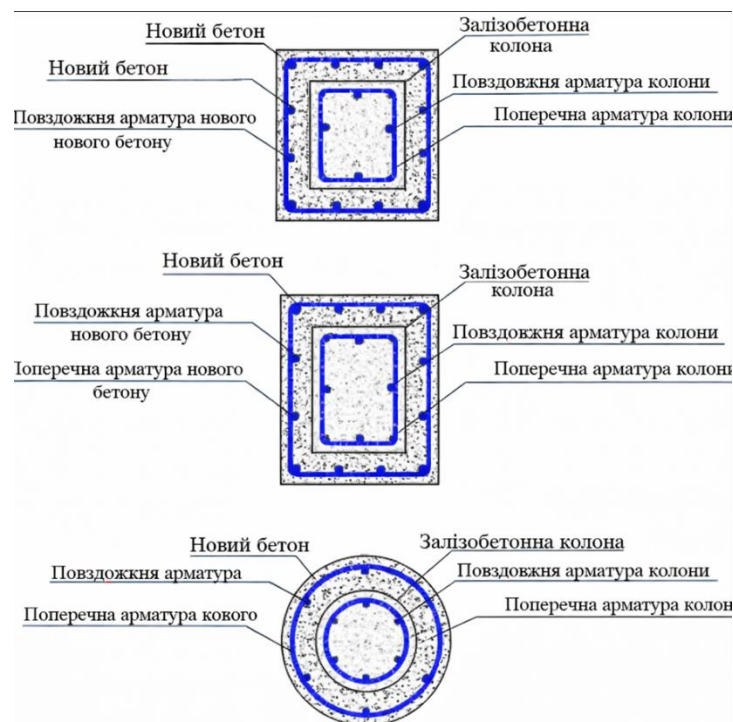


Рисунок 1.4 – Залізобетонне обгортання різних за конфігурацією колон

Бетонне чи залізобетонне обгортання має комплексне призначення: відновлює несну здатність пошкоджених елементів, підвищує їхню міцність, жорсткість, довговічність та безпеку, що робить цей метод універсальним і широко застосованим у практиці реконструкції та підсилення будівель і споруд.

Сталеве обоймування – металеві обойми (Steel Jacketing / Steel Jackets)

Сталеве обоймування (рис. 1.5) є одним із найпоширеніших і ефективних методів підсилення несних залізобетонних елементів будівель і споруд. Суть цього методу полягає в тому, що навколо пошкодженої чи недостатньо міцної конструкції монтують сталеву обойму у вигляді суцільного або збірного кожуха, який щільно охоплює елементи і працює разом із ним.

Для введення в роботу сталевих обойм їх виготовляють попередньо напруженими. Попереднє напруження в повздовжніх металевих елементах досягається завдяки попередньо заготовленим елементам розпірок виготовленим непрямолінійними (величина перелому при цьому визначається розрахунком) [72].

Сталева обойма може складатися зі сталевих листів, кутиків, швелерів, які з'єднують між собою болтами або зварюванням. Для покращення сумісної роботи сталі й бетону простір між наявною поверхнею та сталеною обоймою часто заповнюють цементно–піщаним або епоксидним розчином, що забезпечує передавання зусиль та захищає конструкцію від корозії.

Сталеве обоймування особливо ефективно для підсилення колон, які працюють під дією осьового стиску. Сталева обойма запобігає втраті стійкості бетону, зменшує ширину та розвиток розкриття тріщин. Такий метод поєднує простоту конструктивного рішення з високою ефективністю у підвищенні міцності та деформативності елемента. Водночас цей метод потребує захисту від корозії сталі та ретельного контролю якості монтажу, оскільки недостатній контакт між сталлю й бетоном може суттєво знизити ефективність. За умови правильної реалізації технології цей метод забезпечує довговічність та надійність підсилених та відновлених конструкцій.

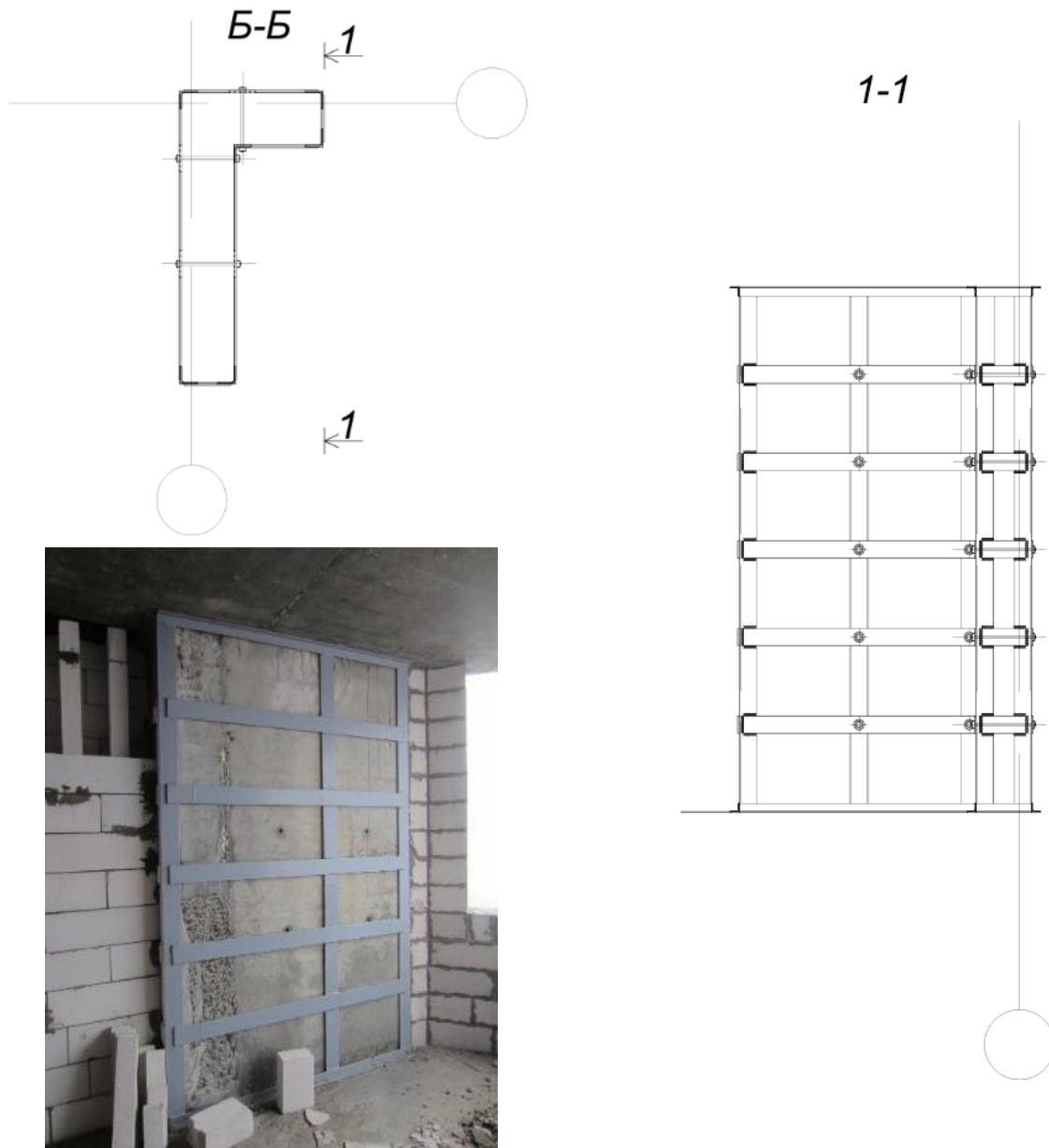


Рисунок 1.5 – Сталева обойма, виконана на пілоні

Нормативна база Канади багато в чому подібна до американської, але має свої особливості, зумовлені кліматичними умовами та національними стандартами. Базові підходи до розрахунку та технології підсилення у Канаді мають схожість до положень, закладених в американських нормах Американського інституту бетону (ACI), проте адаптовані до місцевих умов експлуатації.

В основі регламентації лежить документ CSA A23.3 “Design of Concrete Structures” [29], який є канадським аналогом американського AC318 «Building Code Requirements for Structural Concrete» [20]. У ньому надаються положення

щодо розрахунку несної здатності, вимоги до армування та конструктивних рішень, що використовуються як для нового будівництва, так і для реконструкції.

Як і в США, у Канаді пріоритетними методами підсилення вертикальних елементів є бетонне обгортання, сталеве обоймування (обойми, пластини, профілі) та обгортання композитними матеріалами (FPR).

Особливе місце у канадській практиці посідає документ CSA S806 “Design and Construction of Building Components with Fibre – Reinforced Polymers” [30], що деталізує правила використання полімерних композитів (FRP) для підсилення наявних конструкцій. Він є функціональним аналогом американських рекомендацій ACI 440 “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FPR System” [23]. У нормах CSA, як і в ACI, визначаються граничні стани для колон, методи розрахунку додаткової несної здатності під час зовнішнього армування, а також правила монтажу й контролю якості робіт.

Методи підсилення, що застосовуються в Канаді, практично ідентичні американським за своєю суттю: використання бетонних і сталевих обойм, зовнішніх FPR–систем, комбінованих гібридних рішень. Проте у канадських нормах (CSA A23.3 [29], CSA S806 [30], CSA S6 [31]) більше уваги приділено довговічності та стійкості конструкцій у холодному кліматі. Це робить канадський підхід унікальним прикладом адаптації вищеписаних методів до специфічних умов експлуатації.

Європейська практика підсилення конструкцій має низку характерних особливостей, які відрізняють її від північноамериканської. Якщо у США та Канаді основний акцент робиться на розрахункових методиках, визначенні несної здатності та оцінюванні ефективності підсилення, то в Європейському союзі більше уваги приділяється системності підходу, довговічності та комплексності вирішення проблеми. Це означає, що норми та стандарти не обмежуються лише розрахунками, а містять широкий спектр вимог, які стосуються матеріалів, технології, контролю якості та експлуатаційної надійності.

Насамперед європейські документи підкреслюють важливість сумісності матеріалів, які застосовуються для ремонту або підсилення. Це стосується як адгезії нових шарів до наявних, так і сумісності за модулями пружності, температурним розширенням та хімічною стійкістю. Наприклад, під час використання полімерних композитів для обгортання бетонних елементів у Європі особливу увагу приділяють перевірці взаємодії смол та армувальних волокон із бетоном, беручи до уваги вплив вологи, температури коливання та можливе карбонізаційне середовище. У північноамериканських стандартах такі аспекти, як правило, регламентують менш детально.

Ще однією характерною ознакою європейської практики є посилені вимоги до захисту від корозії. Якщо в США та Канаді головний акцент робиться на відновленні несної здатності, то в Європейському союзі враховують, що довговічність підсиленої (відновленої) конструкції залежить від забезпечення стійкості арматури та бетонної основи до агресивних середовищ. Тому європейські норми передбачають застосування спеціальних антикорозійних систем, покриттів та матеріалів, які перешкоджають подальшому розвитку. Окремо слід зазначити вимоги до технології виконання робіт. Європейські стандарти, зокрема серія EN 1504 [33], деталізують умови підготовки поверхонь, вимоги до температури та вологості під час нанесення ремонтних сумішей або клеїв, а також умови твердіння та догляду за відновленими ділянками. Це робить процес ремонту більш прогнозованим, знижуючи ризики появи дефектів, що можуть виникнути внаслідок недотримання технології. У США та Канаді, навпаки, стандарти часто залишають більше свободи для вибору методики виконання, орієнтуючись на досвіді інженера та підрядника. Подібні технологічні аспекти підсилення та відновлення залізобетонних конструкцій розглядаються у працях українських дослідників О. Б. Голишева [50], О. М. Пшінько [67, 68], Є. В. Клименка [57], З. Я. Бліхарського [46, 47], В.В. Савйовського [71], А. М. Бамбури [41, 42], Т. Л. Чирви [80], В. І. Плужнікова [69], І. М. Руднева [70], Л. І. Стороженка [74, 75], Є. М. Бабича [38, 39, 40], А. Я. Барашикова [44, 45], які підкреслюють,

що довговічність відновлених конструкцій значною мірою залежить від дотримання технології виконання ремонтних робіт, правильного вибору матеріалів та умов їх твердіння.

У вітчизняній літературі також наголошується на важливості комплексного підходу, характерного для європейських норм. Так, у навчальному посібнику «Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд» (Є. В. Клименко, 2004) [56] зазначено, що ефективність відновлення залежить не лише від правильно виконаних розрахунків, а й від забезпечення сумісності ремонтних матеріалів із бетоном та арматурою, а також від якісної підготовки основи. Подібні підходи підтримують також у роботах українських науковців В. С. Шмуклера [81], А. В. Павлікова [66], Д. В. Кочкарьова [59, 60], А. І. Яковенка [82, 83, 84], які досліджують питання реконструкції будівель і споруд, довговічність бетонних конструкцій та застосування сучасних матеріалів для підсилення. Автори зауважують, що нехтування технологічними аспектами може призвести до передчасних дефектів навіть у випадках коректних інженерних рішень.

Схожу думку висловлюють Сердюк В.В. та Бондаренко В.М. у підручнику «Підсилення та реконструкція будівельних конструкцій» (2013) [72]. Вони наголошують, що підходи європейських норм (зокрема EN 1504) [33] вимагають від проєктувальників і виконавців робіт вираховування довговічності матеріалів і технології нанесення систем, тоді як північноамериканські рекомендації більшою мірою орієнтовані на отримання розрахункової міцності. Автори роблять висновок, що для українських умов найефективнішим є поєднання цих двох підходів – розрахункової надійності (ACI, CSA) та комплексної системності (EN).

Як наслідок, сучасна інженерна практика часто комбінує ці два підходи: використовує гнучкі розрахункові методи ACI та CSA разом із системними вимогами до матеріалів та технології, закладеними в EN 1504 [33]. Такий інтегрований підхід допомагає отримати кращий результат.

Вищеописані методи підсилення – це не всі методи підсилення, які застосовуються у США, Канаді та у Європейському союзі для підсилення несної здатності вертикальних залізобетонних елементів. Значне поширення має додаткове поперечне армування та використання анкерних елементів (дюбелів, додаткових стрижнів), що дозволяє підвищити жорсткість, покращити зчеплення арматури та забезпечити надійну роботу перерізу після утворення тріщин. Дедалі більшого значення набуває використання ультрависококомірних та високоякісних бетонів (High – Performance Concrete, Ultra High – Performance Concrete) у процесі обгортання, що збільшує підвищення міцності та довговічності конструкцій у разі зменшення товщини підсилювального шару. Окрему групу складають комбіновані (гібридні) методи, зокрема поєднання FPR–обмотки з бетонним обгортанням чи сталевими обоймуваннями, які дають змогу сумістити переваги різних технологій – збільшення несної здатності, жорсткості та енергоємності під дією циклічних і сейсмічних навантажень. Застосування цих методів регламентується низкою провідних американських стандартів і керівних документів, зокрема ACI 318–19 [20], ACI 562–19[21], ACI 440.2R–17 [22], ACI 440.1R–15 [23], ASCE/SEI 41–17 [24], FHWA–HRT–04–103 [86] та NIST GCR 17–917–46V1 [90], канадськими нормами CSA A23.3–19 [29], CSA S806–12 [30] та CSA S6–19 [36], а також стандартами та керівними документами Eurocode 2 (EN 1992) [34], EN 1504 [33], fib Model Code 2016 [36].

1.2.1. Ключові методи визначення несної здатності підсилених (відновлених) вертикальних залізобетонних елементів згідно з американськими та канадськими стандартами

Основні методи підсилення вертикальних залізобетонних елементів мають різні підходи до визначення несної здатності, проте всі вони ґрунтуються на спільному принципі: перевірці умови стійкості з огляду на змінені характеристики перерізу. Загальна умова виконується за формулою (1.4):

$$\phi P_n \geq P_u, \quad (1.4)$$

де ϕ – коефіцієнт надійності; P_n – номінальна несна здатність (зважаючи на підсилення); P_u – розрахункове навантаження.

У разі застосування полімерних композитів із волокна (підсилення за допомогою FPR–обмотки) додатковий опір визначається через ефект поперечного обтиснення. Бічний тиск, що створює обмотка, обчислюється згідно з нормами [22] за формулою (1.5):

$$f_l = \frac{2E_f n_f t_f \varepsilon_{fe}}{D}, \quad (1.5)$$

де E_f – модуль пружності волокон; n_f – коефіцієнт пружності між скловолокном та бетоном; t_f – номінальна товщина одного шару з FPR; ε_{fe} – ефективна деформація; D – діаметр перерізу.

Підвищення міцності бетону під час його обтиснення визначається різними підходами залежно від чинних нормативних документів. Згідно з нормами АСІ 440.2R–17 [22], міцність бетону визначається за залежністю (1.6):

$$f_{cc}' = f_c' + \psi_f 3,3 k_a f_l, \quad (1.6)$$

де f_c' – задана міцність бетону на стиск; ψ_f – коефіцієнт зниження міцності (FPR); k_a – коефіцієнт корисної дії, що враховує геометрію перерізу; f_l – бічний тиск, спричинений FPR, МПа.

Відповідно до канадських норм CSA S806-12 (R2017) [30], міцність бетону визначається за формулою (1.7):

$$f_{cc}' = 0.85 f_c' + k_l k_c f_l, \quad (1.7)$$

де f_c' – задана міцність бетону на стиск; k_l – параметр обмеження, що визначається – $k_l = 6,7(k_c f_l)^{-0.17}$; k_c – коефіцієнт утримання; f_l – середнє обмежувальне напруження бетону.

Загальна несна здатність обтисненого залізобетонного елемента визначається зважаючи на сумарний внесок бетону, повздовжню арматуру та поперечне армування. Розрахункові вирази беруть у вигляді формули 1.8 – для попередньо напружених елементів із профільованою арматурою.

$$\phi P = 0,85 \phi [0,85 f_{cc}' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]; \quad (1.8)$$

Та для попередньо напружених елементів з гладкою арматурою згідно з нормами [23, 30]:

$$\phi P = 0,8\phi[0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}], \quad (1.9)$$

де ϕ – коефіцієнт зниження міцності; f'_{cc} – міцність бетону на стиск; A_g – площа бруutto бетонного перерізу, мм²; A_{st} – загальна площа повздовжньої арматури, мм²; f_y – межа текучості попередньо напруженої арматури. Чинник 0,85, 0,8 перед f'_{cc} застосовується для врахування умов роботи бетону в стиснутому стані та забезпечення необхідного запасу міцності. Отже, формула відображає комплексний характер несної здатності елемента: бетон забезпечує основний опір, а арматура – додаткову роботу на розтяг та поперечне обтиснення, що підвищує загальну ефективність конструкції.

Розрахунок підсилення вертикальних залізобетонних елементів методом FPR-обмотки зводиться до визначення ефективної міцності бетону f'_{cc} та площі активних матеріалів у перерізі. Відмінності між підходами США (ACI) та Канади (CSA) полягають у значеннях коефіцієнтів та консервативніших обмеженнях канадських норм, що звертають увагу на специфіку кліматичних умов та довговічності.

Окремої уваги заслуговує метод підсилення колон і стін за допомогою бетонного або залізобетонного обгортання. Практика застосування цього методу отримала широке розповсюдження у нормативних документах США та Канади, де він розглядається як один із базових способів підсилення та модернізації конструкцій.

Згідно з положенням американських норм ACI 318 [20] та ACI 562 [21], номінальна осьова несна здатність визначається за формулою:

$$P_0 = 0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}, \quad (1.10)$$

де f'_c – міцність бетону на стиск; f_y – межа текучості арматури; A_g – площа поперечного перерізу; A_{st} – сумарна площа повздовжньої арматури.

Вихідна формула (1.10) задає номінальну осьову несну здатність елемента без урахування додаткових складових. Проте під час підсилення (відновлення) конструкції доцільно брати до уваги внесок не лише наявного бетону та арматури, а й нового шару бетону та додаткової повздовжньої арматури. Тому

формулу (1.10) можна узагальнити, доповнивши її відповідними членами, що відображають роботу старої та нової частин елемента. У результаті отримаємо вираз (1.11):

$$P_n = 0,85(f'_{c,old} A_{g,old} + f'_{c,j} A_{g,j}) + f_y (A_{st,old} + A_{st,j}), \quad (1.11)$$

де $f'_{c,old}, f'_{c,j}$ – міцність старого та нового бетону на стиск; f_y – межа текучості арматури; $A_{g,old}, A_{g,j}$ – площа поперечного перерізу старого та нового бетону; $A_{st,old}, A_{st,j}$ – сумарна площа повздовжньої старої та нової арматури.

Відповідно до вимог канадських норм CSA A23.3-19 [29] для визначення максимальної розрахункової повздовжньої несної здатності стисненої залізобетонної колони застосовується вираз:

$$P_{r,max} = 0,80[\phi_c \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}], \quad (1.12)$$

де ϕ_c, ϕ_s – коефіцієнти опору для бетону та сталі відповідно; α_1 – коефіцієнт, що враховує ефективну напругу у стиснутій зоні бетону; f'_c – міцність бетону на стиск; A_g – загальна площа поперечного перерізу; A_{st} – сумарна площа повздовжньої арматури; f_y – межа текучості арматури.

У разі підсилення наявної колони шляхом улаштування залізобетонного обгортання доцільно розрахунок виконувати із використанням виразу (1.11), який враховує сумісний внесок початкового та додатного бетону і арматури. Отже, фактична несна здатність елемента за CSA A23.3-19 [29] визначається як комбінація положень формули (1.12) та модифікованого виразу (1.11), що забезпечує більше відображення роботи конструкцій після підсилення.

Підсилення сталевими обоймами залізобетонних вертикальних елементів полягає у збільшенні несної здатності завдяки спільній роботі бетону та сталевій обойми, яка створює обмежувальне обтиснення (confinement) і сприймає частину розтягувальних зусиль.

У науковій літературі (наприклад, Mander J. B., Priestley M. J. N., R. Park, Fellow, ASCE. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988) [89] для опису цього ефекту використовується узагальнена залежність:

$$f'_{cc} = f'_c \left(1 + k \cdot \frac{f_l}{f'_c} \right), \quad (1.13)$$

де f'_c – міцність бетону на стиск; f_l – тиск від сталі; k – коефіцієнт ефективності.

Формула (1.13) не наведена безпосередньо в чинних нормах Канади (CSA) чи США (ACI), де обтиснення враховується переважно через вимоги до поперечного армування та коефіцієнт ефективності. Проте вона широко застосовується в наукових дослідженнях і довідкових посібниках для інженерних розрахунків підсилення колон сталевими та композитними обоймами.

Розрахункова несна здатність підсиленого (відновленого) елемента визначається узагальненням загальної формули для позacentрово стиснутих колон (1.10), наведеної у нормах ACI 318 [20], у якій замість призмової міцності бетону f'_c використовується ефективна міцність обтисненого бетону f'_{cc} , а площа сталі A_{st} передбачає внесок сталевих обойми. Після цього зручно подати формулу (1.14) у вигляді:

$$P_n = \phi(0.85 f'_{cc} A_c + f_y A_{st}). \quad (1.14)$$

Використання моделей подібних [89], дає можливість коректно враховувати збільшення міцності бетону під дією бічного тиску. Хоча наведені залежності не внесені безпосередньо до чинних норм Канади (CSA) чи США (ACI), вони широко застосовуються в науковій практиці та оцінюванні ефективності підсилення колон сталевими або композитними обоймами.

1.2.2. Основні підходи до розрахунку несної здатності підсилених (відновлених) вертикальних залізобетонних елементів відповідно до нормативів Європейського союзу

Проектування виконують відповідно до положень EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [34] для бетонних і залізобетонних конструкцій та EN 1993 (Eurocode 3) [35] для сталевих елементів. Для випадків застосування FRP обмоток використовуються рекомендації fib Bullet 14 [37] та національні

настанови (наприклад, CNR – DT 200 R1/2004 [32], ACI 440.2R [22]), які регламентують розрахункові деформації та особливості анкерування.

Під час розрахунку елементів, підсилених або відновлених композитними матеріалами (FPR), не допускають використання розривної деформації ε_{fu} , тобто граничного значення, яке матеріал може витримати до руйнування волокон. Натомість у розрахунку беруть ефективну деформацію ε_{fu} , яка враховує можливі втрати зчеплення між FPR і бетоном, локальне відшарування та інші крихкі механізми руйнування.

Конструкції та конструктивні елементи, посилені (відновлені) FPR, мають бути спроектовані так, щоб їхня розрахункова міцність R_d щонайменше дорівнювала міцності E_d , тобто має виконуватися умова[32]:

$$E_d \leq R_d. \quad (1.15)$$

Розрахункову міцність елемента визначають за загальним принципом Єврокодів як зменшене відносно номінального значення, що враховує вплив коефіцієнтів надійності та випадкових чинників. Вона записується у вигляді:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{x_{d,j}; a_{d,j}\}, \quad (1.16)$$

де R_d – розрахункове значення міцності; γ_{Rd} – частковий коефіцієнт надійності для розрахункової моделі; $R\{x_{d,j}; a_{d,j}\}$ – функція граничного опору, що залежить від розрахунку значень матеріальних параметрів $x_{d,j}$ (наприклад, міцності бетону, арматури, FPR) та геометричних параметрів $a_{d,j}$.

Використання умови (1.15) та виразу (1.16) забезпечує врахування як матеріальних характеристик, так і впливу часткових коефіцієнтів надійності. Це дозволяє отримати розрахункові значення опору, що адекватно відображають реальну роботу конструкцій та гарантують необхідний рівень безпеки під час проєктування.

Бетонне чи залізобетонне обгортання розраховується аналогічно методу, описаному в пункті 1.2.1. Для цього використовується загальна формула несної

здатності поперечного перерізу згідно з нормами EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [34]:

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}, \quad (1.17)$$

де A_c – площа поперечного перерізу; f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; A_s – площа робочої арматури; f_{yd} – межа текучості арматури.

У процесі виконання бетонного або залізобетонного обгортання формула (1.17) інтерпретується у новому вигляді, що враховує наявну та додаткову арматури:

$$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_{s,old} f_{yd,old} + A_{s,new} f_{yd,new}, \quad (1.18)$$

де $A_{c,old}$ та $f_{yd,old}$ – площа та межа текучості наявної арматури; $A_{s,new}$ та $f_{yd,new}$ – площа і межа текучості наявної арматури, встановленої при обгортанні.

Формула (1.18), дає змогу врахувати ефект підсилення конструкції та заміну її несної здатності після встановлення нового армування. Бетонне обгортання підсилює конструкцію, додаючи додаткову площу перерізу та арматуру, і вважається ефективним, якщо після підсилення конструкція може безпечно нести діюче навантаження N_{Ed} , тобто повинна виконуватися умова (1.19):

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}. \quad (1.19)$$

Це забезпечує безпечну експлуатацію конструкції після її підсилення.

Підсилення залізобетонних колон сталевими обоймами ґрунтується на створенні додаткового обмежувального тиску, який перешкоджає поперечному розширенню бетону. За таких умов бетонне осердя розглядається як матеріал у стані конфінування, що призводить до зростання його міцності та зменшення деформативності. Аналітична модель, наведена у праці (Shan et al. Strengthening Design of RC Columns with direct Steel Jackets) [91], пропонує визначати сумарний обмежувальний тиск як:

$$f_l = f_{st} + f_{ed}, \quad (1.20)$$

де f_{st} – внесок сталевій обоймі, який залежить від товщини оболонки t_s , діаметра перерізу D та межі текучості сталі f_y ; f_{ed} – додатковий внесок, що

враховує дію арматури та зовнішніх чинників. У найпростішому випадку, для круглих перерізів, внесок сталі визначається за виразом (1.21):

$$f_{st} = \frac{2t_s f_y}{D - 2t_s}. \quad (1.21)$$

Отримане значення f_l використовується у моделях напружено–деформованого стану бетону під конфінуванням (наприклад, моделі Mander [89] або Lam & Teng [88]), що дозволяє визначити підвищену міцність f_{cc} . Подальші перевірки несної здатності виконують за загальною методикою EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [34] зважаючи на нові характеристики бетону та внесок оболонки, розрахованого відповідно до вимог EN 1993 (Eurocode 3) [35] для сталевих елементів.

1.3.Класифікація пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів та методики їх оцінювання

Ефективне обстеження залізобетонних конструкцій, зокрема вертикальних несних елементів (колон, діафрагм жорсткості, пілонів), неможливе без системного підходу до виявлення та класифікації пошкоджень. Узагальнена класифікація дає можливість не лише фіксувати прояви дефектів, але й встановлювати їхні причини, ступінь небезпеки та вплив на несну здатність конструкції.

У науковій і навчальній літературі, а також у нормативних документах трапляються різні підходи до систематизації пошкоджень залізобетонних елементів. Це зумовлено різними дослідницькими школами, цілями класифікації (діагностика, експлуатаційний контроль, проєктування підсилення) та специфікацією конструктивних систем.

Зокрема, у вітчизняних підручниках і посібниках виокремлюють щонайменше п'ять поширених класифікацій:

- за пошкодженням і причинами виникнення дефектів;
- за характером зовнішніх проявів пошкоджень;
- за ступенем впливу на технічний стан і несну здатність;

- за видами руйнувань, характерних для вертикальних елементів (флексійні, зсувні, стійкості тощо);
- комплексна номенклатурна класифікація, що використовується у нормативних документах для обстеження й оцінювання придатності.

Нижче наведено стислий опис кожної з цих класифікацій, що дає змогу всебічно охарактеризувати можливість пошкодження вертикальних залізобетонних елементів.

Класифікація за видами дефектів та зовнішніх проявів

Однією з найпоширеніших класифікацій пошкоджень та дефектів залізобетонних конструкцій є класифікація за їх зовнішніми проявами, тобто за тим, як дефект виявляється під час візуального або інструментального обстеження. Такий підхід застосовується у багатьох наукових і нормативних працях, оскільки дозволяє швидко ідентифікувати характер пошкодження, оцінити його небезпеку та обрати методи подальшого обстеження чи ремонту [38].

До основних груп зовнішніх проявів належать:

- **Тріщини** (рис. 1.6). Вони можуть мати різну орієнтацію (вертикальні, горизонтальні, похилі), довжину, ширину розкриття та глибину проникнення. Згідно з працею [52], тріщини є одним із найнебезпечніших видів дефектів, адже вони знижують несну здатність конструкції, сприяють проникненню вологи й агресивних середовищ у тіло бетону, що пришвидшує корозію арматури.

- **Відколи та сколи бетону** (рис. 1.7). Вони виникають як наслідок механічних пошкоджень, дії температурних або усадкових напружень, корозійних процесів. Відколи можуть бути поверхневими або глибокими, із частковим оголенням арматури. За даними праці [69], такі дефекти часто супроводжуються локальним зниженням жорсткості й утворенням концентрацій напружень у зоні пошкодження.

- **Оголення арматури та її корозія** (рис. 1.8). Коли захисний шар бетону руйнується, арматура стає відкритою для впливу вологи й повітря, що спричиняє активні корозійні процеси. Як зазначено в праці [74], оголена арматура не лише

втрачає свою міцність, але й створює додаткові внутрішні напруження через розширення продуктів корозії, що веде до прогресуючого руйнування бетону.

- **Деформації, вигини та осідання** (рис. 1.9). Вони проявляються у відхиленні конструкції від вертикалі чи проєктних форм: це можуть бути, перекоси викривлення, осідання опор тощо. Такі дефекти є наслідком перевищення розрахункових навантажень, нерівномірних деформацій основи, а також тривалих експлуатаційних процесів [63].



Рисунок 1.6 – Загальний вигляд тріщин у пілоні будівлі (вертикальні, горизонтальні, похилі)



Рисунок 1.7 – Відкол бетону в місці розташування закладної деталі залізобетонної колони



Рисунок 1.8 – Оголення та корозія арматури



Рисунок 1.9 – Вигин та руйнування пілона

Класифікація пошкоджень за походженням чи причинами їх виникнення дозволяє систематизувати дефекти будівельних конструкцій залежно від етапу або умов, що призвели до їх появи. Виокремлюють кілька основних груп.

Перша група – проєктні та розрахункові помилки, пов’язані з недосконалістю інженерних рішень: неврахуванням реальних навантажень, неправильним підбором перерізів чи класу арматури, а також неточностями у конструкторській документації. Такі дефекти проявляються вже на ранніх етапах експлуатації й можуть мати системний характер [74].

Друга група – виробничо–технологічні дефекти, що виникають безпосередньо під час виготовлення конструкцій. До них належать порушення технології бетонування: недостатнє ущільнення суміші, утворення «холодних швів», відхилення арматурних каркасів від проєктного положення тощо. Ці чинники знижують міцність та довговічність бетону й сприяють передчасному руйнуванню елементів [63].

Третя група – монтажні дефекти, що виникають на стадії зведення споруд. Серед найпоширеніших – неточності у встановленні конструкцій, порушення геометрії напружень і локальних пошкоджень [69].

Окремо виділяють *експлуатаційні пошкодження*, зумовлені дією агресивних середовищ: проникненням вологи, впливом хлоридів, сульфатів, вуглекислоти, а також циклів замерзання й відтавання. Як наслідок відбуваються корозія арматури, розтріскування бетону й поступове зниження несної здатності конструкцій [74].

Нарешті, значна частина дефектів пов’язана з *чинниками старіння та змінами умов експлуатації*. Це може бути як природний процес зносу матеріалів, так і вплив перевантаження, зміни функціонального призначення будівлі чи модифікації технологічних режимів. Такі пошкодження формуються поступово, накопичуючись упродовж тривалого часу [63].

Аналіз причин виникнення пошкоджень дає змогу не лише класифікувати дефекти, а й визначити найефективніші заходи їх попередження чи усунення.

Класифікація дефектів *за впливом на несну здатність та технічний стан*.
Ця класифікація допомагає визначити пріоритети у контролі та ремонті споруд, сприяє підвищенню ефективності оцінювання технічного стану.

Дефекти поділяються на чотири основні групи:

1. Незначні дефекти – пошкодження, які майже не впливають на несну здатність елементів та загальний технічний стан конструкцій. Такі дефекти можуть проявлятися у вигляді незначних тріщин, локальних відшарувань або поверхневих дефектів матеріалу. Характерною ознакою цієї групи є те, що вони не потребують негайного втручання, проте доцільний періодичний моніторинг стану елемента [63]. Відповідно до положень ДСТУ [15, 16], цю групу дефектів можна віднести до 1-ї категорії технічного стану (нормальний), яка характеризується відсутністю суттєвих від проектних вимог та збереженням повної надійності конструкції.

2. Допустимі дефекти – пошкодження, які мають помірний вплив на експлуатаційні властивості елементів, зокрема на несну здатність та жорсткість. До цієї категорії належать тріщини середньої ширини, часткова корозія арматури або локальні руйнування бетону. Хоча вони не створюють безпосередньої загрози для конструкцій, але потребують контролю та своєчасного часткового ремонту для запобігання подальшому розвитку дефектів [74]. Згідно з ДСТУ [15, 16], такі пошкодження відповідають 2-й категорії технічного стану (задовільний), за якої конструкція ще зберігає працездатність, але потребує планових ремонтних заходів.

3. Дефекти, що відповідають обмежено працездатному стану. Ця група пошкоджень займає проміжне положення між допустимими та аварійними і відображає стан, за якого конструкція ще здатна виконувати свої функції, але з істотними обмеженнями. Характерними ознаками є значне розкриття тріщин. Глибока корозія арматури з частковим порушенням зчеплення з бетоном, локальні втрати перерізу, помітні деформації та перекоси елементів.

Подібні дефекти вже впливають на просторову роботу конструкції, знижують її жорсткість і довговічність, але не завжди призводять до негайної

втрати несної здатності. Тому експлуатація в такому стані можлива лише за умови вжиття термінових заходів з підсилення чи ремонту [69]. Відповідно до ДСТУ [15, 16], ця група дефектів відповідає 3-й категорії технічного стану (не придатний до нормальної експлуатації), яка характеризується істотним зниженням надійності та потребою у невідкладному технічному втручанні для недопущення переходу в аварійний стан.

4. Критичні дефекти та аварійний стан – пошкодження, що можуть призвести до суттєвого зниження несної здатності або навіть до руйнування конструкції. До цієї групи належать великі тріщини, значне відшарування бетону, корозія несних елементів або порушення геометричної форми конструкції. Виявлення таких дефектів потребує термінового технічного втручання, зупинення експлуатації або проведення капітального ремонту [69]. Відповідно до ДСТУ [15, 16], цю групу слід віднести до 4-ї категорії технічного стану (аварійний), коли подальше використання об'єкта без відновлювальних заходів небезпечне.

Класифікація дефектів за впливом на несну здатність та технічний стан дозволяє об'єктивно оцінювати ступінь небезпеки, планувати заходи щодо ремонту та реконструкції споруд, а також визначити пріоритети в процесі технічного обстеження. Вона є необхідним інструментом у системі забезпечення експлуатаційної надійності будівельних конструкцій.

Класифікація пошкоджень і руйнування будівельних конструкцій *за режимами або механізмами їх виникнення* ґрунтується на врахуванні особливостей роботи елемента під дією зовнішніх навантажень та напруженого стану. Загалом можна виокремити кілька основних типів.

Так, для елементів, що працюють переважно на стиск, характерним є руйнування внаслідок досягнення граничної міцності стиснених зон бетону, що проявляється у вигляді крихкого зминання матеріалу [63]. У згинальних чи згинально–стиснутих елементах (балки, ригелі) процес руйнування зумовлюється розвитком розтягнутих та стиснутих зон перерізу, появою тріщин у розтягнутій частині та поступовим зниженням несної здатності під час зростанні деформацій [75]. Для елементів, які зазнають впливу значних

поперечних сил, характерним є руйнування за зсувом, що може проявлятися у вигляді похилих тріщин, що розвиваються під кутом до осі елемента. Окрему групу становлять випадки втрати стійкості тонкостінних або довгих елементів (наприклад, стиснених колон, оболонок), де руйнування зумовлюється не перевищенням міцності матеріалу, а геометричним викривленням чи вибіганням конструкції із площини роботи [49]. Подібний підхід класифікації дає змогу цілковитіше описати характерні механізми витрати несної здатності й визначити відповідні розрахункові моделі, що широко застосовуються у сучасній інженерній практиці.

Особливе місце серед вищеописаних підходів посідає так звана *комплексна або нормативна класифікація пошкоджень*. Вона поєднує декілька різних критеріїв, що допомагає отримати цілковитішу та об'єктивну картину технічного стану конструктивних елементів. На відміну від спрощених класифікацій, які здебільшого враховують лише окремі ознаки (наприклад, геометричні характеристики дефекту чи його зовнішні прояви), нормативний підхід ґрунтується на системному аналізі декількох груп параметрів. Серед них виокремлюють: тип пошкодження (тріщини, відшарування, корозія арматури тощо), ступінь розвитку (глибина або ширина тріщини, площа ураженої поверхні), місце розташування (зони розтягування, стиснення, стики), а також вплив на несну здатність і експлуатаційну придатність конструкції [75].

Важливим елементом такої класифікації є її практична орієнтація. Вона безпосередньо використовується під час технічних обстежень та у процесі встановлення категорії технічного стану об'єкта. Для цього в нормативних документах пропонуються спеціальні шкали, що враховують проміжні стани та дають змогу оцінити рівень надійності конструкції: від «нормального» чи «задовільного» до «непридатного до нормальної експлуатації» та «аварійного». Застосування таких шкал забезпечує можливість не лише фіксувати наявність пошкоджень, а й визначати доцільність подальшої експлуатації споруди, а також необхідність і терміновість вжиття ремонтних чи відновлювальних заходів [39].

Як було зазначено вище, класифікація пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів дає можливість систематизувати їх прояви за зовнішніми ознаками, причинами виникнення, впливом на технічний стан, механізмами руйнування та у вигляді комплексних нормативних схем. Важливим аспектом є також розгляд методів оцінювання таких пошкоджень, які застосовуються на практиці в Україні та за кордоном.

За зовнішніми проявами пошкодження зазвичай оцінюють за допомогою візуального огляду, картування тріщин і відколів, а також простих інструментальних засобів – тріщиномірів, штангенциркулів, шаблонів для вимірювання тріщин. Для уточнення прихованих дефектів застосовуються неруйнівні методи: ультразвукова імпульсна діагностика ASTM C597 – 16 [25], склерометричні випробування ASTM C805 – 18 [26], інфрачервона термографія. В українській практиці такі дослідження регламентуються, зокрема, ДСТУ 9274:2024 [15, 16], де описані процедури обстеження та фіксації дефектів.

За походженням пошкоджень методика передбачає поєднання аналізу проектної та експлуатаційної документації з лабораторними дослідженнями матеріалів. У практиці оцінюють міцність бетону за кернами, глибина карбонізації, вміст хлоридів, а також активність корозійних процесів у арматурі (визначається, наприклад за потенціалом напівелемента згідно з ASTM C876 – 15 [27]. Встановлення причин дає можливість розрізнити дефекти технологічного характеру від пошкоджень, викликаних експлуатаційними впливами чи агресивним середовищем.

За ступенем впливу на несну здатність оцінювання проводиться на підставі граничних критеріїв, що визначаються національними та міжнародними стандартами. В Україні використовується система категорій технічного стану («нормальний», «задовільний», «непридатний до нормальної експлуатації», «аварійний»), закріплена у настановах ДСТУ [15, 16]. У США аналогічні вимоги викладені у кодексі ACI 562 – 19 [21], який поєднує обстеження з перевірними розрахунками несної здатності. Європейський підхід, базований на EN 1992-1-

1:2004 [34] та серії EN 1504 – 5:2005 [3], а також вимагає поєднання фактичних вимірювань і розрахункової перевірки.

За механізмами руйнування (згинальні, зсувні, стійкісні тощо) застосовуються методи аналізу орієнтації тріщин, реконструкції навантажень та перевірочні розрахунки із врахуванням зменшення перерізів від корозії чи втрачених ділянок бетону. У складних випадках залучається числове моделювання (метод скінченних елементів), що дає можливість оцінити комбіновані режими пошкоджень.

Комплексне (нормативне) оцінювання є заключним етапом і передбачає формалізоване віднесення елемента або споруди загалом до певної категорії технічного стану. В Україні це здійснюється відповідно до ДСТУ [15, 16] і ДБН, у Європі – згідно з вимогами EN 1504 – 5:2005 [33] щодо ремонтних систем, у Канаді – за стандартами CSA A23.1 – 19 [28] та настановами інженерних палат, а в США – за ACI 562 – 19 [21].

Узагальнюючи, можна зазначити, що **український підхід** регламентованіший у частині класифікації технічного стану; **американський** – деталізований та орієнтований на кодексну систему з численними стандартизованими випробуваннями; **європейський** – робить акцент на системності та якості ремонтних матеріалів і процедур; **канадський** – інтегрує оцінювання технічного стану з аналізом ризиків і довгостроковим моніторингом. У поєднанні ці підходи створюють сучасну базу для науково обґрунтованого оцінювання та підвищення надійності вертикальних залізобетонних елементів.

Висновки до розділу 1

Аналіз ролі вертикальних залізобетонних елементів (колон, пілонів та інших несних конструкцій) показав їхнє фундаментальне значення у забезпеченні просторової жорсткості та загальної стійкості будівельних систем. Саме ці елементи сприймають основні зусилля, визначаючи працездатність споруди як у нормальних умовах експлуатації, так і в разі дії тимчасових навантажень. Нормативні документи, зокрема EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [10, 34] та українські ДБН В.2.6 – 98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» [8,9]

регламентують порядок розрахунку колон і пілонів та забезпечують уніфіковану методологію визначення їхньої несної здатності.

Огляд міжнародного досвіду підсилення колон та пілонів показав, що у США – ACI 562–19 [21], Канаді – CSA A23.3–19 [29] та країнах ЄС – fib Model Code 2016 [36] для підсилення пошкоджених вертикальних елементів застосовують різноманітні технології: бетонування в обоймах, підсилення сталевими чи полімерними оболонками, зовнішнє армування композитними матеріалами, ін'єктування високоякісних сумішей. Проте всі ці методи здебільшого орієнтовані на усунення експлуатаційних пошкоджень і не враховують специфіку руйнувань, спричинених вибуховими чи ударними навантаженнями.

Аналіз класифікацій пошкоджень показав, що у зарубіжній практиці відсутні чіткі підходи до методу оцінювання руйнування внаслідок обстрілів. В Україні ж у відповідь на актуальні виклики було розроблено «Методику проведення обстеження та оформлення його результатів» Міністерством розвитку громад та територій України, зареєстровану 9 серпня 2022 року, яка описує класифікаційні ознаки категорій пошкоджень об'єктів. Однак у цій методиці, як і в зарубіжних документах, немає чітких визначень та нормативно закріплених рекомендацій щодо відновлення чи стабілізації зруйнованих вертикальних елементів.

У роботі передбачається виконання порівняльного аналізу результатів чисельного моделювання пошкоджених будівель з метою встановлення закономірностей впливу характеру та ступеня пошкоджень на несну здатність вертикальних конструктивних елементів. На підставі отриманих результатів планується сформувати систему коефіцієнтів зниження несної здатності для підсилених вертикальних елементів (колон, пілонів, діафрагм жорсткості), диференційовану за класами дефектів і ступенем пошкодження.

Застосування зазначених коефіцієнтів передбачається для кількісного оцінювання залишкової несної здатності пошкоджених елементів зважаючи на

характер та інтенсивність дефектів, що забезпечить обґрунтоване прийняття рішень щодо доцільності вжиття заходів з підсилення.

З метою забезпечити відновлення працездатності будівель планується розробити методику відновлення пошкоджених вертикальних елементів, що базуватиметься на поетапному підході до виконання відновлювальних і підсилювальних робіт та передбачатиме:

- вжиття підготовчих заходів, спрямованих на приведення пошкоджених поверхонь у стан, придатний для подальшого відновлення;
- підготовку та встановлення тимчасових або постійних формоутворювальних елементів з огляду на конструктивні особливості відновлювального елемента;
- відновлення геометричних параметрів і цілісності елемента;
- підготовку конструкцій до влаштування системи підсилення, включно з перевіркою відновлених поверхонь;
- виконання підсилення вертикального залізобетонного елемента з використанням сучасних методик.

РОЗДІЛ 2

АНАЛІЗ СТІЙКОСТІ ТА ЗАЛИШКОВОЇ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ АВАРІЙНИХ ВЕРТИКАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПІД ЧАС ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ

2.1. Моделювання та розрахункові дослідження процесу прогресуючого обвалення

Досліджувати прогресуюче обвалення будівельних конструкцій експериментальними методами майже неможливо. Завдяки розвитку обчислювальної техніки та чисельних методів такі завдання можуть бути ефективно виконані за допомогою скінчено–елементного моделювання. Для оцінювання стійкості монолітно–каркасного житлового будинку до прогресуючого обвалення, спричиненого пошкодженням унаслідок механічних ушкоджень, було виконано комплекс робіт, а саме:

- аналіз проєктно–технічної документації;
- розрахунок просторової моделі будинку на стійкість до прогресуючого обвалення зважаючи на механічні пошкодження;
- аналіз напружено–деформованого стану конструкцій у початковому (непошкодженному) та пошкодженному станах;
- порівняльне оцінювання розподілу напружень і деформацій у несних елементах до та після виникнення прогресуючого обвалення;
- дослідження перерозподілу зусиль між елементами каркаса після вилучення окремих конструктивних елементів;
- визначення найбільш навантажених і потенційно аварійних зон конструкцій;
- оцінювання граничних станів несних елементів та перевірку збереження загальної просторової стійкості будівлі;
- аналіз і оброблення результатів чисельного моделювання.

На підставі результатів обстеження будівельних конструкцій (див. розділ 3) встановлено локальні пошкодження вертикальних несних конструкцій будівель (рис. 2.1, 2.2), визначено залишкові (фактичні)

фізико–механічні характеристики матеріалів (див. розділ 3), які використано як вихідні дані для формування розрахункової моделі будівлі.

Для перевірки несної здатності конструктивних елементів було змодельовано несну систему житлового будинку, розташовану в м. Чернігові [53] на позначках $-3,580... +50,650$ м, та несну систему житлового будинку в м. Києві на позначках $-1,500...+80,000$ м [54].

Просторова модель будівель (рис. 2.1, 2.2) створена в програмному комплексі «ЛПРА – САПР 2024 R1» [61], що є сучасною системою для структурного аналізу та проєктування будівельних конструкцій.

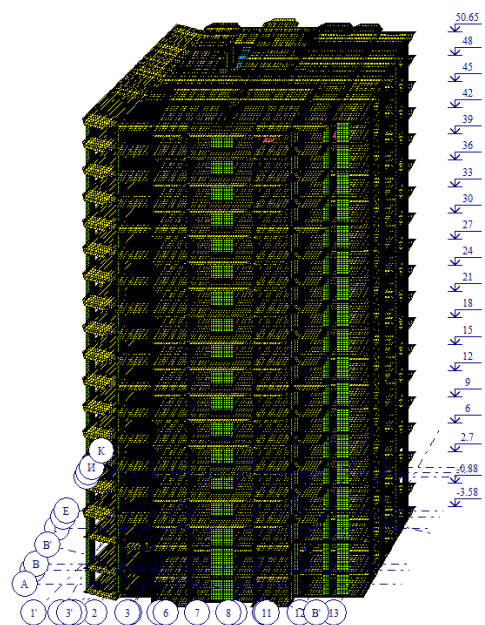


Рисунок 2.1 – Житловий багатоповерховий будинок у м. Чернігові

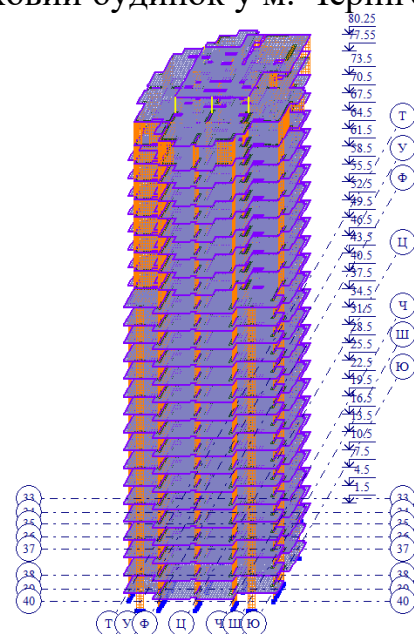


Рисунок 2.2 – Житловий багатоповерховий будинок у м. Києві

Отриманий, у результаті розрахунків, напружено–деформований стан конструктивної системи житлового будинку зважає на локальні (місцеві) руйнування будівельних конструкцій унаслідок механічних ушкоджень.

Жорсткісні характеристики елементів моделі визначено відповідно до фактичних геометричних параметрів конструкцій. Матеріали несних елементів обрано відповідно до результатів, описаних у розділі 3 цієї дисертаційної роботи.

Для житлового будинку в м. Чернігові (рис. 2.1):

- для поверхів на відмітках +36,000...+45,000 м (13–15поверхи) за результатами випробувань відібраних зразків встановлено, що фактичні характеристики матеріалів відповідають бетону класу C12/15;
- для поверхів на відмітках –3,580...+33,000 м, та +48,000...+50,650 м матеріал конструкцій взято бетон класу C25/30 відповідно до проєктних даних;
- арматура для всієї будівлі взята класу A400C, що відповідає проєктним та підтверджується результатами випробувань.

Для житлового будинку в м. Києві (рис. 2.2):

- для поверхів на відмітках +1.500...+80.250 м за результатами випробувань відібраних зразків встановлено, що фактичні характеристики матеріалів відповідають бетону класу C25/30;
- арматура всієї будівлі прийнята класу A500C, що відповідає проєктним та підтверджується результатами випробувань.

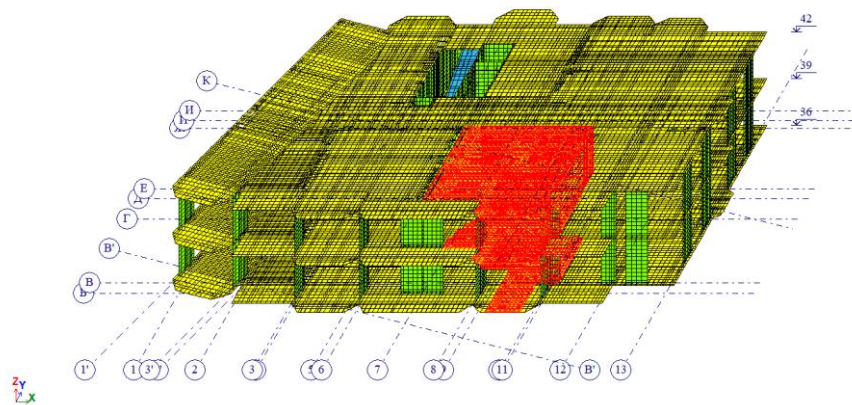
Для оцінювання стійкості житлових будівель до прогресуючого обвалення, спричиненого механічним пошкодженням, у розрахунковій моделі було вилучено з роботи окремі конструктивні елементи (пошкоджені залізобетонні конструкції).

Для житлової будівлі в м. Чернігові на відмітках +36.000...+42.000 м (13–15 поверхи, рис. 2.3, а). У межах розрахункової схеми на 13-му поверсі було вилучено з роботи 5 % від загальної площі плити перекриття. На 14-му поверсі з моделі вилучено 8,4 % площі плити перекриття, а також 64 % від загальної площі пілона і 42 % площі діафрагми жорсткості. На 15-му поверсі виключено 11,13 % від площі плити перекриття.

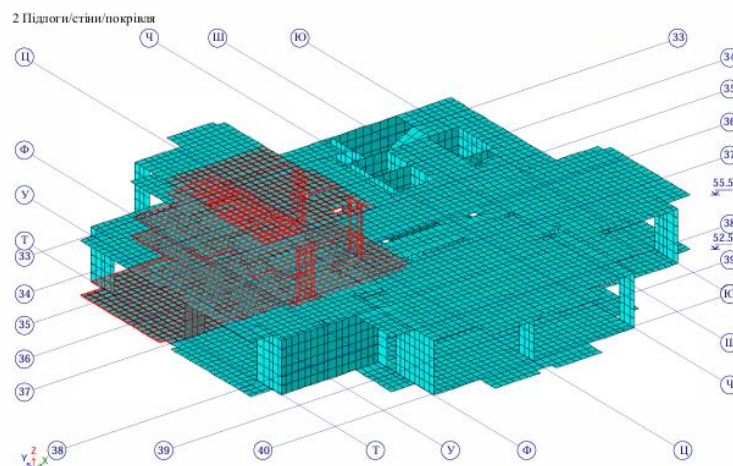
Для житлової будівлі в м. Києві у межах відміток $+49,500 \dots +55,500$ м (17–19 поверхи, рис. 2.3 б), на 17-му з розрахункової моделі було вилучено з роботи 26 % від загальної площі плити перекриття та повністю вилучені три колони. На 18-му та 19-му поверхах із моделі вилучено 32 % від загальної площі плити перекриття.

У вузли конструкцій, розташовані безпосередньо над вилученими елементами, було прикладено вертикальні навантаження, еквівалентні зусиллям, що передавалися цими елементами до моменту їх руйнування, із урахуванням коефіцієнта динамічності 2,0.

2.Прогресуюче обвалення
Для завантаження 2 задані коефіцієнти динамічності для розрахунку на Прогресуюче обвалення



a

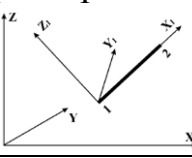
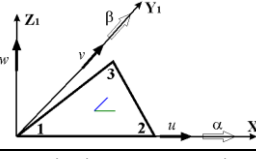
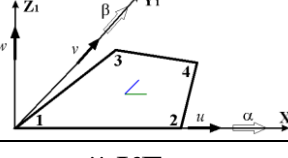
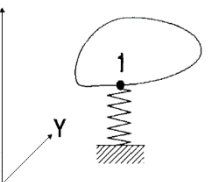


б

Рисунок 2.3 – Розташування вилучених з роботи елементів, зруйнованих унаслідок механічного пошкодження:
a – в м. Чернігові; *б* – в м. Києві

Розрахункові схеми (див. рис.2.1, 2.2) взято у вигляді просторової системи, сформованої зі стержневих і оболонкових скінченних елементів, які відтворюють роботу вертикальних конструкцій і перекриттів (табл. 2.1). Сполучення несних елементів між собою – жорстке.

Таблиця 2.1 – Опис типів скінченних елементів, використаних у комп'ютерній моделі

№ СЕ	Найменування СЕ	Площина розміщення	Степінь вільності
210	Фізично нелінійний універсальний просторовий КЕ 	Довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ
242	Фізично нелінійний універсальний трикутний КЕ оболонки 	Довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ
244	Фізично нелінійний універсальний чотирикутний КЕ оболонки 	Довільно	X, Y, Z, UX, UY, UZ
56	Одновузловий КЕ пружних в'язей 	Уздовж осей глобальної чи місцевої системи координат	X, Y, Z, UX, UY, UZ

Діаграму «напруження – деформації» для бетону й арматури брали до уваги в нелінійній постановці, із застосуванням характеристичних значень міцності та деформативності матеріалів. Основні геометричні та фізико–механічні характеристики скінченних елементів комп'ютерної моделі наведено в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Фізико–механічні та геометричні параметри конструктивних елементів у розрахунковій моделі будинку

№ з/п	Назва елементу	Фізико–механічні та геометричні параметри	Положення в конструктивній схемі будівлі
Будівля в м. Чернігові			
1	Брус 18x18	$H=18, \nu = 0,2, R_0 = 2,23$	Обрамлення отворів плити перекриття 16-го поверху
		Бетон: $E = 32,5e+003$, $\sigma(-) = 22, \sigma(+)= 1,8$, $\varepsilon(-) = -0,002, \varepsilon(+)= 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,1e+005$, $\sigma(-) = -500, \sigma(+)= 500$, $\varepsilon(-) = -0,002, \varepsilon(+)= 0,02$	
2	Пластина Н18	$H=18, \nu = 0,2, R_0 = 2,23$	Залізобетонна плита перекриття
		Бетон: $E = 32,5e+003$, $\sigma(-) = 22, \sigma(+)= 1,8$, $\varepsilon(-) = -0,002, \varepsilon(+)= 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,1e+005$, $\sigma(-) = -500, \sigma(+)= 500$, $\varepsilon(-) = -0,002, \varepsilon(+)= 0,02$	
3	Пластина Н20	$H=20, \nu = 0,2, R_0 = 2,23$	Залізобетонні діафрагми жорсткості
		Бетон: $E = 23,05e+07$, $\sigma(-) = 11, \sigma(+)= 1,1$, $\varepsilon(-) = -0,002, \varepsilon(+)= 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,03e+008$, $\sigma(-) = -405, \sigma(+)= 405$, $\varepsilon(-) = -0,0018, \varepsilon(+)= 0,018$	
4	Пластина Н30	$H=30, \nu = 0,2, R_0 = 2,23$	Залізобетонні колони, пілони, діафрагми жорсткості
		Бетон: $E = 2,305e+07$, $\sigma(-) = 11, \sigma(+)= 1,1$, $\varepsilon(-) = -0,002, \varepsilon(+)= 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,03e+008$, $\sigma(-) = -405, \sigma(+)= 405$, $\varepsilon(-) = -0,0018, \varepsilon(+)= 0,018$	

№ з/п	Назва елемента	Фізико–механічні та геометричні параметри	Положення в конструктивній схемі будівлі
Будівля в м. Києві			
5	Брус 20x20	$H=20, \nu = 0.2, R_0 = 2,5$	Обрамлення отворів плити перекриття та вентиляційних отворів
		Бетон: $E = 32,5e+003$, $\sigma(-) = 22, \sigma(+) = 1,8$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,1e+005$, $\sigma(-) = -500, \sigma(+) = 500$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,02$	
6	Пластина Н20	$H=20, \nu = 0,2, R_0 = 2,5$	Залізобетонна плита перекриття
		Бетон: $E = 32,5e+003$, $\sigma(-) = 22, \sigma(+) = 1,8$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,1e+005$, $\sigma(-) = -500, \sigma(+) = 500$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,02$	
7	Пластина Н25	$H=25, \nu = 0.2, R_0 = 2,5$	Залізобетонні колони, пілони, діафрагми жорсткості
		Бетон: $E = 32,5e+003$, $\sigma(-) = 22, \sigma(+) = 1.8$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,1e+005$, $\sigma(-) = -500, \sigma(+) = 500$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,02$	
8	Брус 31x25	$H=20, \nu = 0,2, R_0 = 2,5$	Залізобетонні колони
		Бетон: $E = 32,5e+003$, $\sigma(-) = 22, \sigma(+) = 1,8$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,0002$	
		Арматура: $E = 2,1e+005$, $\sigma(-) = -500, \sigma(+) = 500$, $\epsilon(-) = -0,002, \epsilon(+) = 0,02$	

Розрахунок конструкцій за граничними станами першої групи здійснено з огляду на найбільш несприятливі сполучення навантажень або відповідних їм зусиль. Такі сполучення визначені на основі аналізу можливих варіантів

одночасної дії різних видів навантажень для відповідної стадії роботи конструкції згідно з вимогами нормативних документів [2].

Будівлі віднесено до класу наслідків ССЗ відповідно до [3]. Для розрахунків за граничними станами першої групи в умовах аварійних розрахункових ситуацій взято коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди $\gamma_n = 1,05$. Для аналізу напружено–деформованого стану будівлі було створено просторові розрахункові моделі (див. рис. 2.1, 2.2), на які прикладено навантаження та впливи, наведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Розрахункові навантаження та впливи в ПК «ЛІРА – САПР»

Тип завантаження	Найменування навантаження	γ_f
1. Постійне	Монолітний залізобетон (власна вага), кН/м ³	1,1
2. Постійне	Вага підлоги	1,3
	Вага перегородок	
	Вага огорожувальних стін, кН/м	
	Вага покрівлі	
	Вага парапетів	
	Вага цегляної кладки на покрівлі, кН/м ³	1,1
3. Короткочасне	Корисне навантаження в житлових приміщеннях	1,3
	Корисне навантаження в нежитлових приміщеннях	1,2
3. Короткочасне	Снігове	1,14
	Вітрове	1,14

Параметри напружено–деформованого стану конструкцій визначено для найбільш несприятливого розрахункового сполучення навантажень (РСН). Таке сполучення формується як сукупність розрахункових значень навантажень і впливів, що одночасно діють на конструкцію та застосовуються для перевірки її працездатності за умовами певного граничного стану в заданій розрахунковій ситуації.

Перевірку граничних станів першої групи виконано з використанням основних сполучень навантажень, які передбачають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями та змінні навантаження з їх

граничними розрахунковими значеннями (табл. 2.4). Значення коефіцієнтів у таблиці взято відповідно до вимог нормативних документів [2, 3].

Таблиця 2.4 – Комбінація сполучень навантажень для розрахунку зусиль в конструктивних елементах

№ з/п	Найменування навантаження	Аварійне сполучення навантаження
1	Постійне	1,0
2	Постійне	1,0
3	Короткочасне	0,8
4	Короткочасне	0,8

Згідно з чинними вимогами [3, 5], для будівель класу наслідків (відповідальності) ССЗ встановлюються вимоги щодо розрахунку їхньої стійкості до прогресуючого обвалення, а саме:

- безпека об'єкта повинна забезпечуватися шляхом реалізації принципу ешелонування захисту, який ґрунтується на використанні бар'єрів, які запобігають лавиноподібному розвитку руйнувань і відмов, а також локалізують наслідки аварії, що вже сталася (п. 4.3.1 [3]);

- будівельні конструкції повинні мати достатню живучість до локальних руйнувань і передбачених нормами аварійних впливів (пожеж, вибухів, наїздів транспортних засобів тощо), вилучаючи водночас явища непропорційного руйнування, коли загальні пошкодження виявляються значно більшими ніж первісне збурення, що їх викликало (п. 4.1.6 [3]);

- необхідно забезпечити механічний опір та стійкість будівлі до прогресуючого обвалення (п. 9.7.6 [5]);

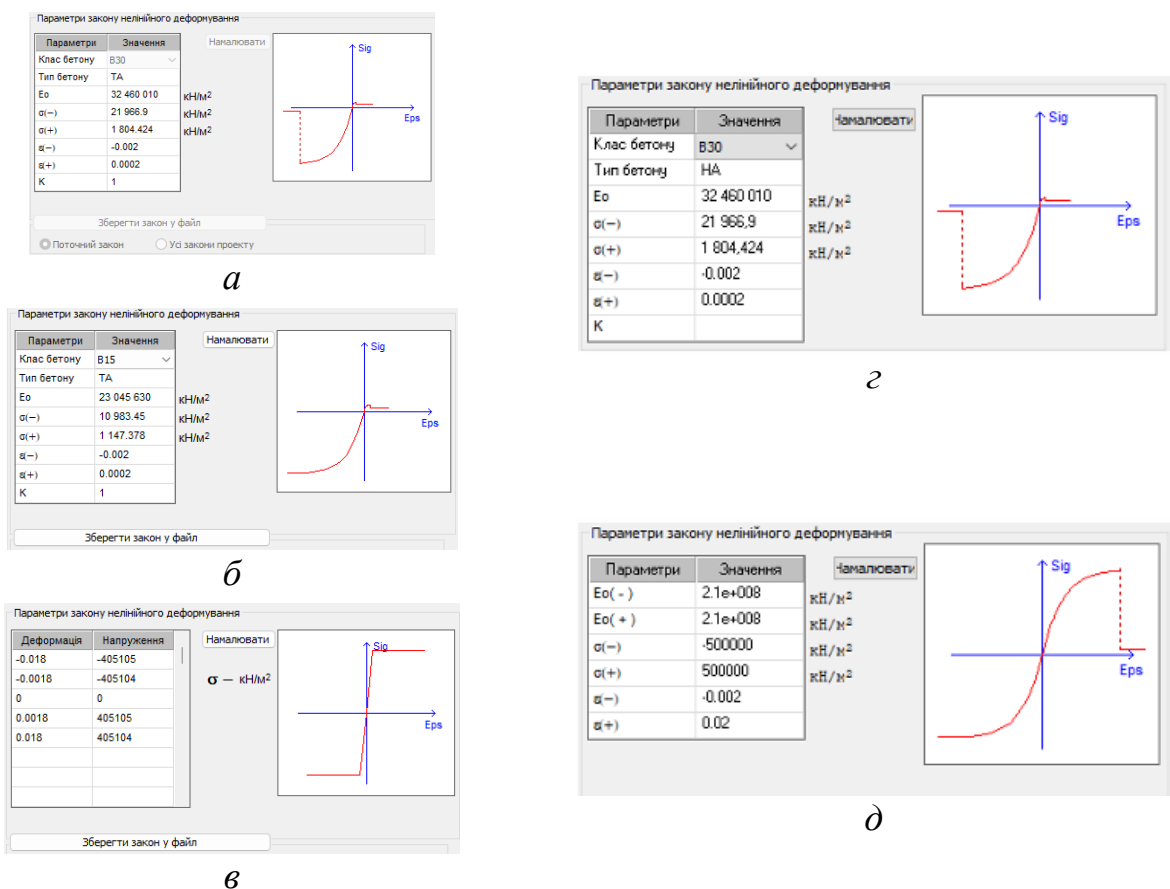
- запроєктувати об'єкт загалом так, щоб у разі руйнування будь якого окремого елемента весь об'єкт або його найвідповідальніша частина зберігала працездатність певний період часу, достатній для вжиття термінових заходів (п. 6.4.2 [3]);

- площа поперечного перерізу всіх вилучених (демонтованих) вертикальних елементів, розташованих на ділянці 80 м², не повинна перевищувати для залізобетонних елементів 0,9 м² (п. 6.4.2.[5]);

• розрахунок на прогресуюче обвалення виконують шляхом видалення окремих конструкцій з конструктивної системи, водночас зусилля в конструкціях категорії А (основні несні конструкції) збільшується на коефіцієнт динамічності не менше ніж 1,2 (п. 9.7.6 [5]);

• для оптимізації обсягів розрахунків щодо стійкості будівлі до прогресуючого обвалення під час обчислення допускається розглядати лише найбільш небезпечні схеми локального руйнування на основі оцінювання ризиків, водночас розрахунки виконують на аварійні сполучення навантажень зважаючи на нелінійну роботу матеріалів (п.9.7.9 [5]);

Розрахунок конструктивної схеми будівель на стійкість до прогресуючого обвалення, спричиненого локальними механічними пошкодженнями, здійснювався ітераційним покроковим методом у фізично нелінійній постановці задачі. Характеристики матеріалів конструкції будівлі взяті з діаграми деформування бетону і арматури (рис.2.4).



Для будівлі в м. Чернігові

Для будівлі в м. Київ

Рисунок 2.4 – Закони нелінійного деформування:

а – для бетону класу C25/30; б – для бетону класу C12/15; в – для арматури класу A400C; г – для арматури класу A500C

Після розрахунку конструктивної схеми будівель за аварійним сценарієм, що передбачав вилучення з роботи окремих конструктивних елементів (див. рис. 2.1, 2.2), було встановлено перерозподіл внутрішніх зусиль у прилеглих вертикальних залізобетонних елементах (рис. 2.5, 2.6, 2.7).

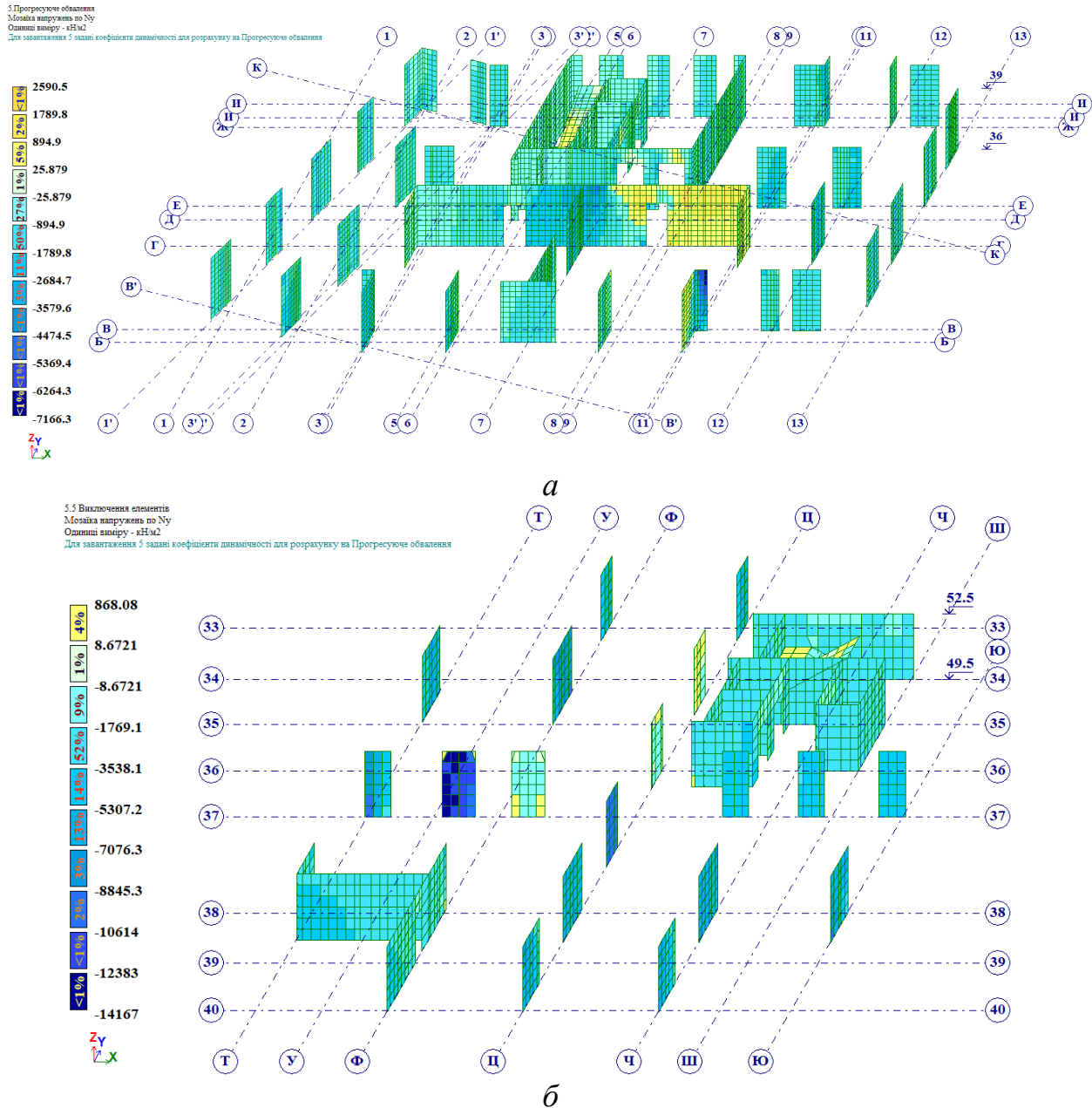


Рисунок 2.5 – Напруження N_y (кН/м²) у вертикальних залізобетонних елементах після вилучення зруйнованих елементів з роботи:

а – у м. Чернігові на відмітці +36,000 м (13 поверх);

б – у м. Києві на відмітці +49,500 м (17 поверх)

Для житлового будинку в м. Чернігові на рівні 13-го поверху (відмітка +36.000 м) зафіксовано істотне підвищення напруженого стану залізобетонних елементів – рівень напруження збільшився на 155,99 %. У житловому будинку в

м. Києві на 17-му поверсі (відмітка +49,500 м) встановлено приріст зусиль і відповідне зростання напружень у залізобетонних елементах на 41, 29 %.

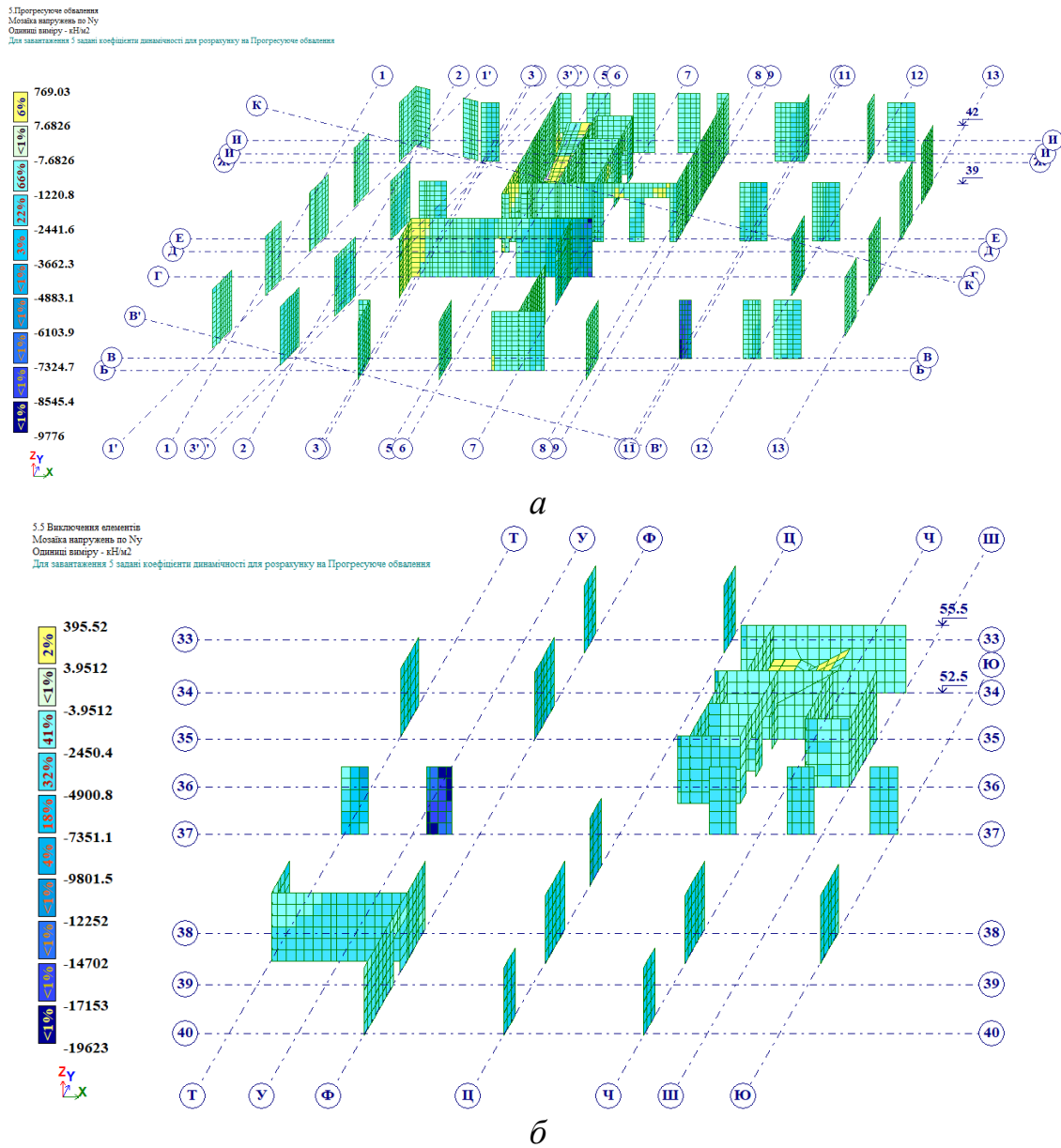


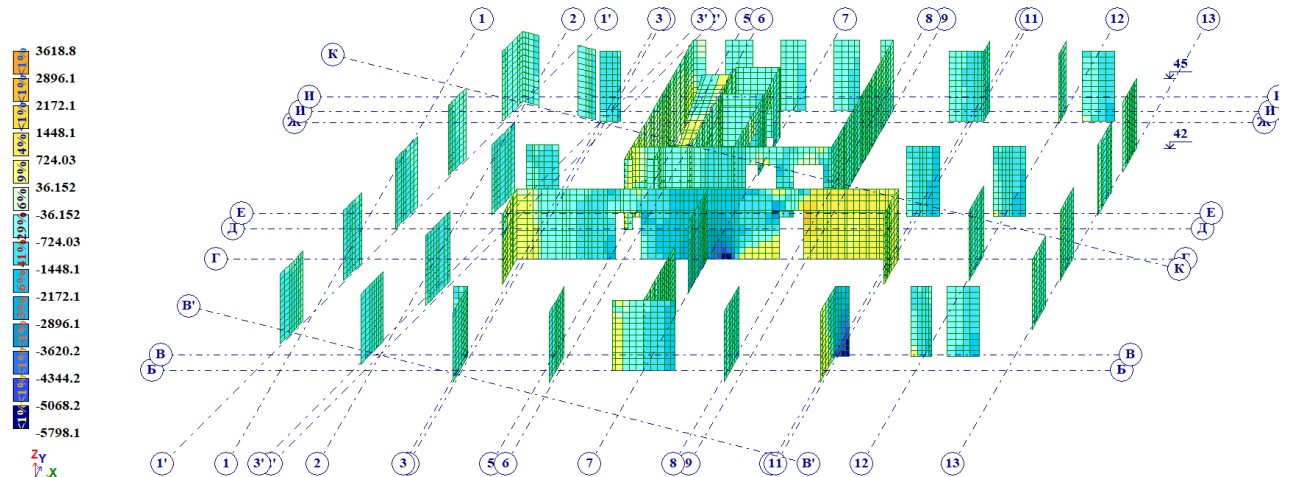
Рисунок 2.6 – Напруження N_u (кН/м²) у вертикальних залізобетонних елементах після вилучення зруйнованих елементів з роботи:

а – у м. Чернігові на відмітці +39,000 м (14 поверх);

б – у м. Києві на відмітці +52,500 м (18 поверх)

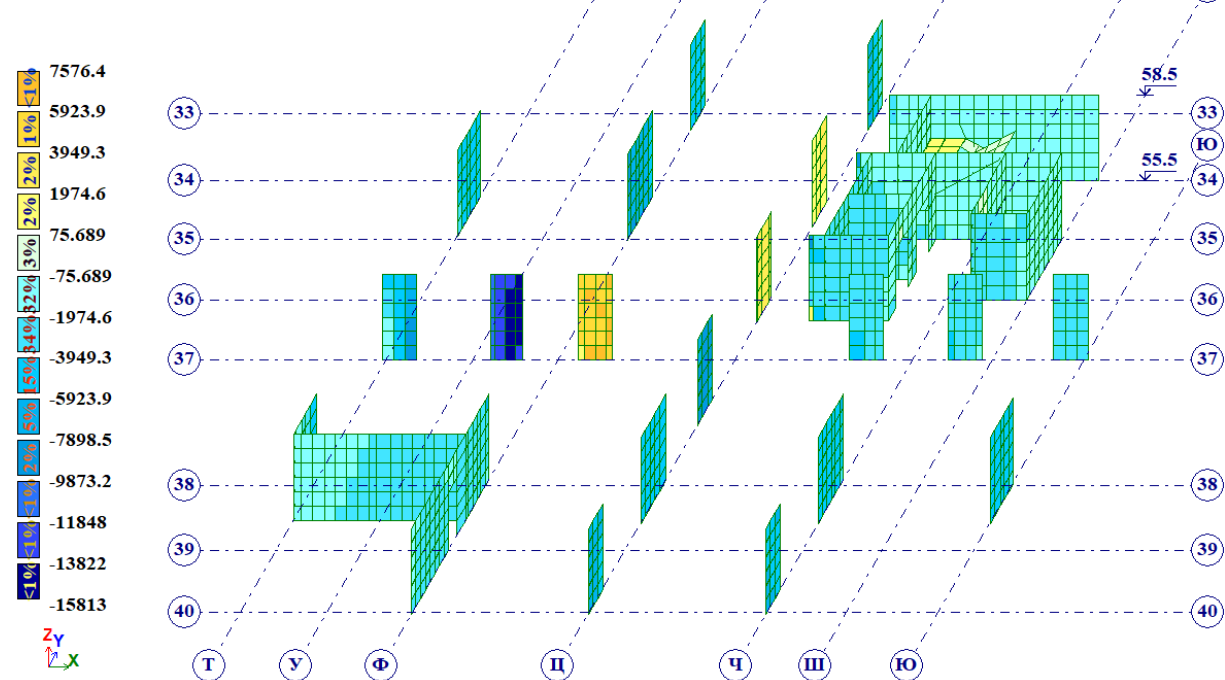
У межах 14-го поверху (відмітка +39,000 м) зафіксовано підвищення напруженого стану залізобетонних елементів на рівні 299,68 %. Для житлового будинку в м. Києві на 18-му поверсі (відмітка +52,500 м) величина приросту зусиль і напружень становить 137,65 %.

5. Прогресує об'єднання
Мозаїка напружень по N_y
Оптимізовано - кН/м^2
Для завантаження 5 задані коефіцієнти динамічності для розрахунку на Прогресує об'єднання



a

5.5 Виключення елементів
Мозаїка напружень по N_y
Оптимізовано - кН/м^2
Для завантаження 5 задані коефіцієнти динамічності для розрахунку на Прогресує об'єднання



б

Рисунок 2.7 – Напруження N_y (кН/м^2) у вертикальних залізобетонних елементах після виключення зруйнованих елементів з роботи:

a – у м. Чернівці на відмітці +42,000 м (15 поверх);

б – у м. Києві на відмітці +55,500 м (19 поверх)

На рівні +42,000 м, що відповідає 15-му поверху, приріст напружень у залізобетонних елементах досягає 179,30 %. У житловому будинку в м. Києві на 19 поверсі (відмітка +55,500 м) збільшення зусиль і рівня напружень у залізобетонних елементах становить 133,89 %.

Проведено порівняльний аналіз ширини розкриття тріщин у залізобетонних елементах житлових будівель у м. Чернігові (13–15 поверхи відмітки +36,000...+42,000 м) та в м. Києві (відмітка +49.500...55.500 м, 17–19 поверхи) (рис.2.8, 2.9, 2.10).

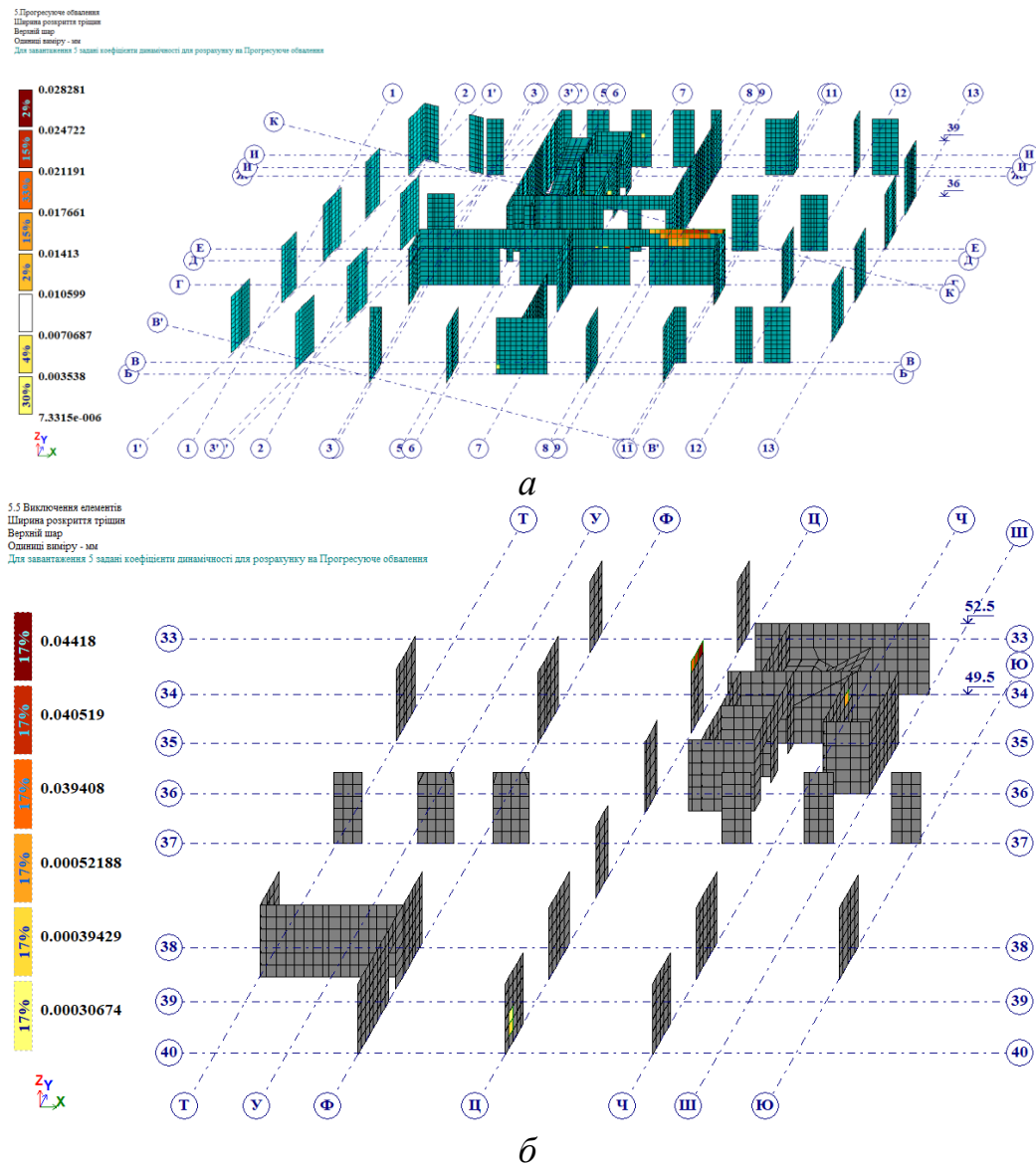


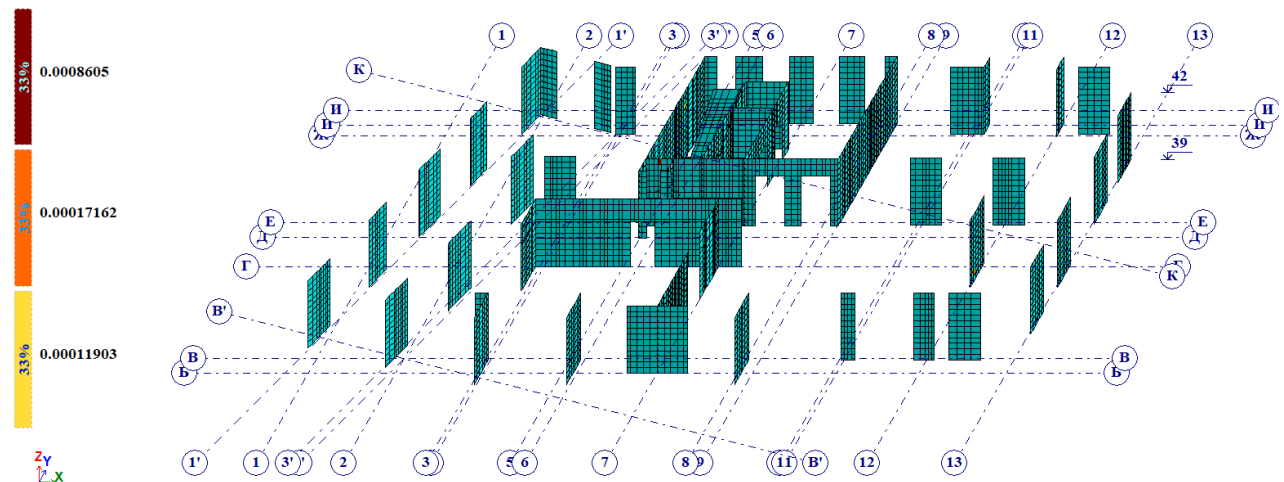
Рисунок 2.8 – Значення ширини розкриття тріщин у вертикальних елементах для нижнього шару після вилучення з роботи зруйнованих елементів:

a – у м. Чернігові на відмітці +36,000 м (13 поверх);

b – у м. Києві на відмітці +49,500 м (17 поверх)

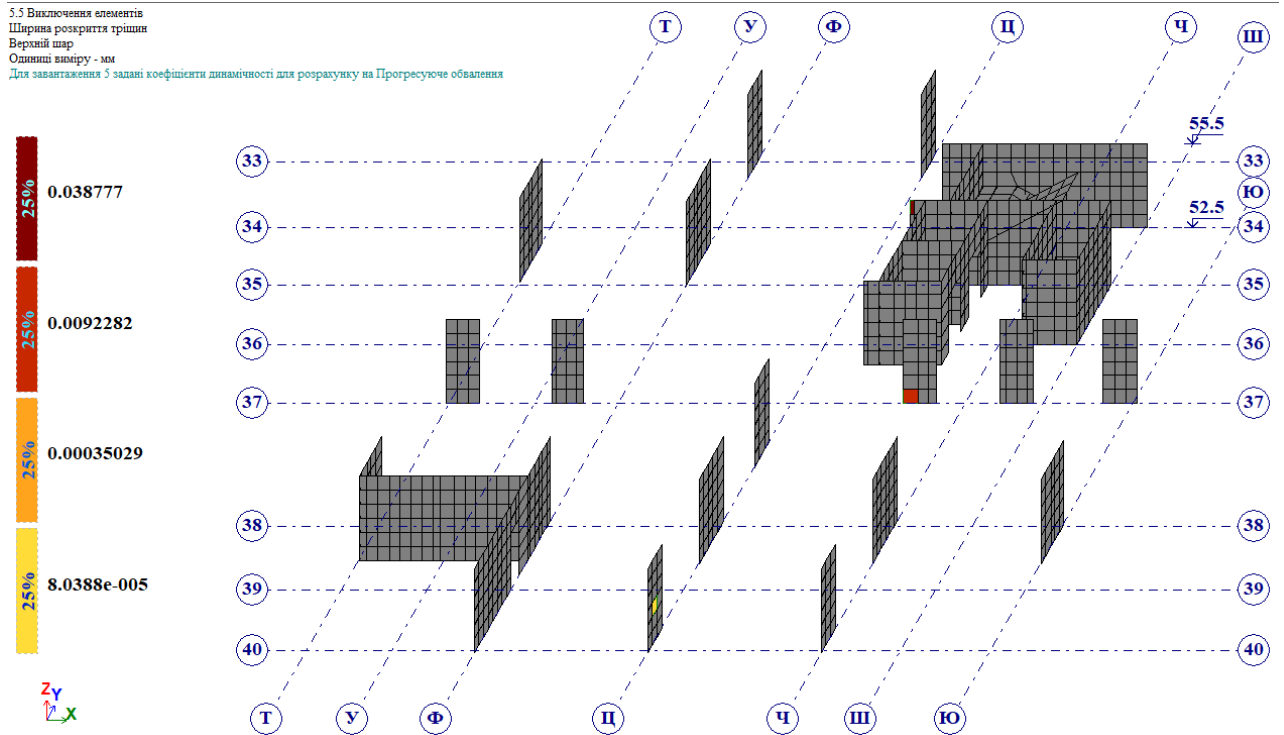
У житловій будівлі у м. Чернігові, на рівні 1 –го поверху (відмітка +36,000 м) ширина розкриття тріщин у діапазоні 0,0000073 – 0.028 мм. Для житлового будинку в м. Києві на 17-му поверсі (відмітка +49,500 м) відповідні значення ширини розкриття тріщин становлять 0,00030 – 0,044 мм.

3. Прогресуюче обвалювання
 Ширина розкриття тріщин
 Верхній шар
 Одиниці виміру - мм
 Для завантаження 5 задані коефіцієнти динамічності для розрахунку на Прогресуюче обвалювання



a

3.5. Вилучення елементів
 Ширина розкриття тріщин
 Верхній шар
 Одиниці виміру - мм
 Для завантаження 5 задані коефіцієнти динамічності для розрахунку на Прогресуюче обвалювання



b

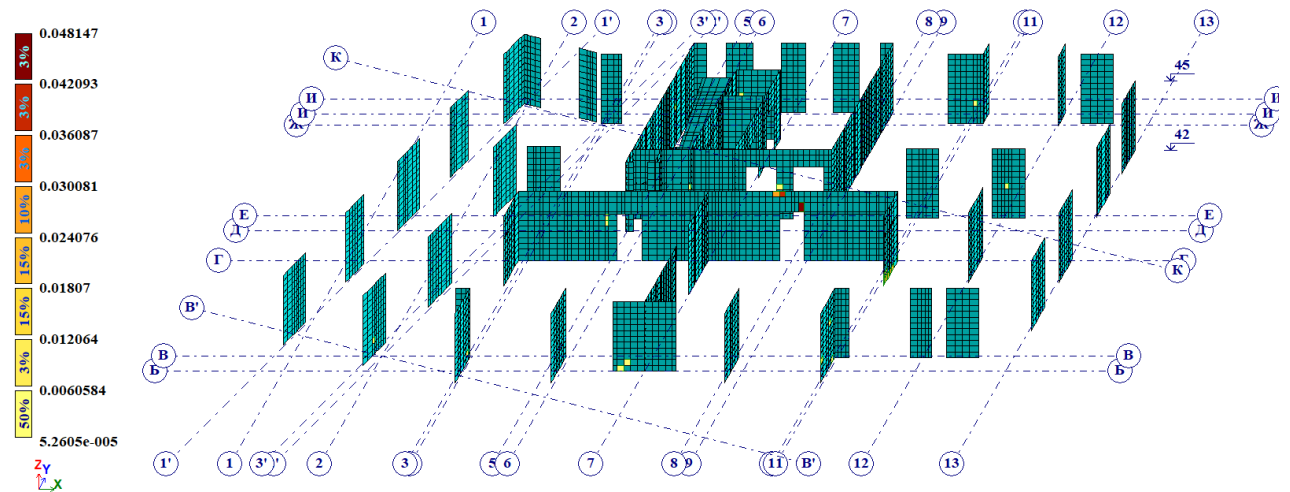
Рисунок 2.9 – Значення ширини розкриття тріщин у вертикальних елементах для нижнього шару після вилучення з роботи зруйнованих елементів:

a – у м. Чернігові на відмітці +39,000 м (14 поверх);

b – у м. Києві на відмітці +52,500 м (18 поверх)

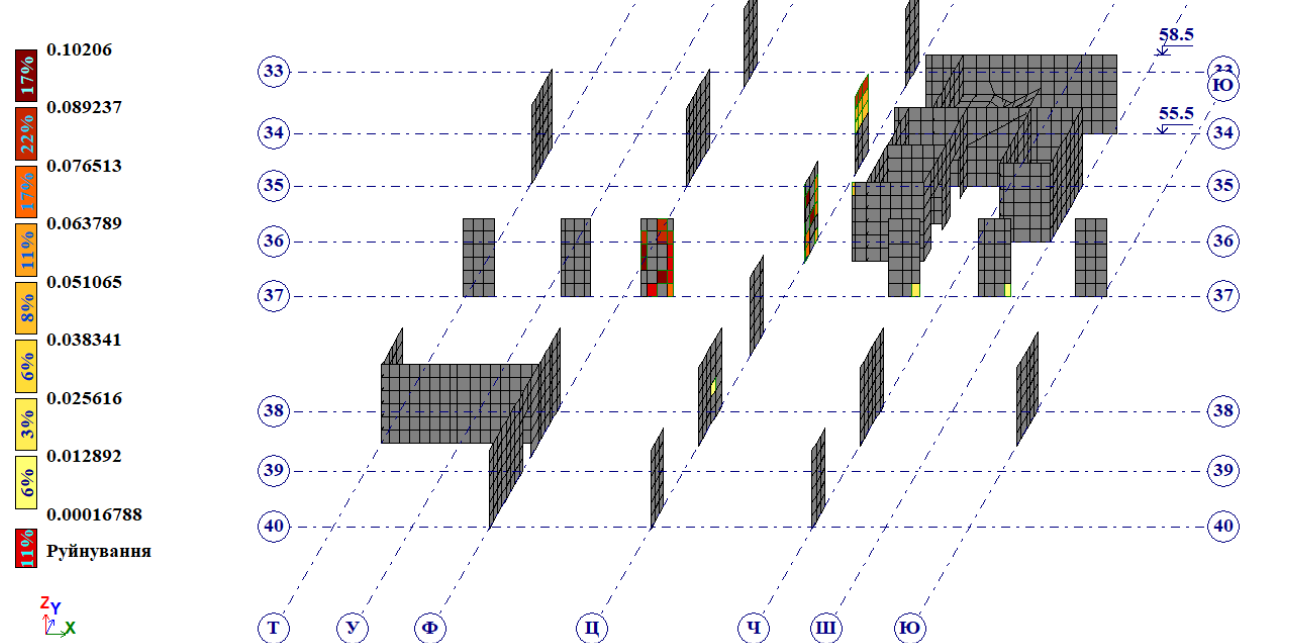
Для житлового будинку в м. Чернігові на рівні 14-го поверху (відмітка +39,000 м) ширина розкриття змінюється в межах 0,00011 – 0,00086 мм. У житловій будівлі в м. Києві на рівні 18-го поверху (відмітка +52.500 м) ширина розкриття у межах від 0,0000080 – 0,0038 мм.

5. Прогресуюче обвалювання
Шарова розкриття тріщин
Верхній шар
Одиниці виміру - мм
Для завантаження 5 задані коефіцієнти динамічності для розрахунку на Прогресуюче обвалювання



a

5.5. Вилучення елементів
Шарова розкриття тріщин
Верхній шар
Одиниці виміру - мм
Для завантаження 5 задані коефіцієнти динамічності для розрахунку на Прогресуюче обвалювання



б

Рисунок 2.10 – Значення ширини розкриття тріщин у вертикальних елементах для нижнього шару після вилучення з роботи зруйнованих елементів:

a – у м. Чернігові на відмітці +42,000 м (15 поверх);

б – у м. Києві на відмітці +55,500 м (19 поверх)

Для 15-го поверху житлового будинку в м. Чернігові (відмітка +42.000 м) значення ширини розкриття тріщин становлять 0,000052 – 0,048 мм. На 19-му поверсі житлової будівлі в м. Києві (відмітка +55.500 м) величина ширини розкриття тріщин розміщена в інтервалі 0,012 – 0,10 мм.

У вертикальних залізобетонних елементах житлової будівлі в м. Чернігові розташованих на відмітках $-0,880$ до $+33,000$ м (1-й та 13 -й поверхи), зростання напружень перебуває в межах від $0,15$ % до 1 %. Водночас на верхніх рівнях будівлі у межах відмітки $+45,000$ м до $+50,650$ м (17-й поверх та покрівля) зростання напружень на відмітці $+45,000$ м – 149 % та на відмітці $+48,000$ м – 119 % (рис. 2.11).

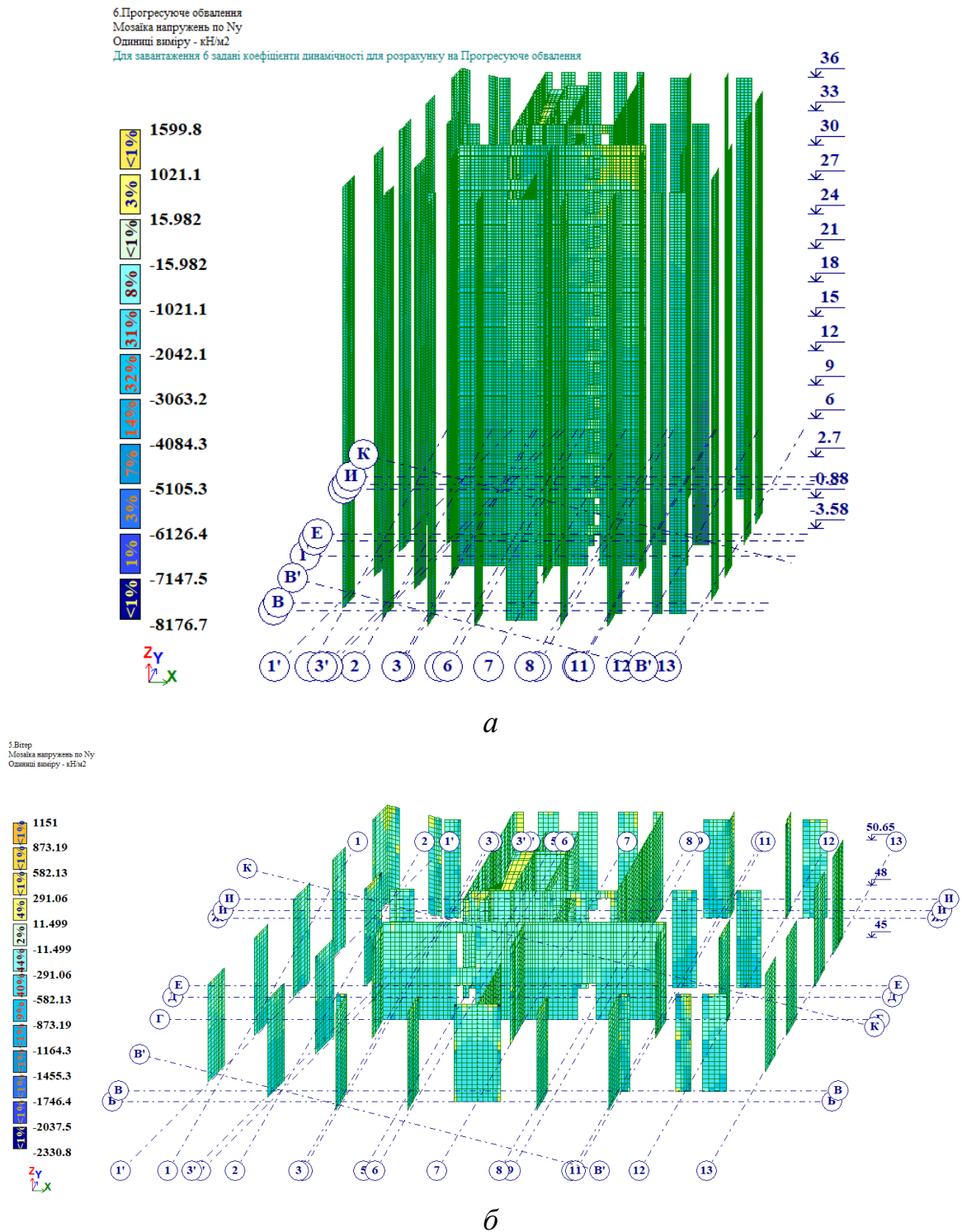


Рисунок 2.11 – Мозаїка напружень по N_y житлової будівлі в м. Чернігові:
а – на відмітках $-0,880$ до $+33,000$ м; б – на відмітках $+45,000$ до $+48,000$ м

У вертикальних залізобетонних елементах житлової будівлі в м. Києві, на висотних відмітках від +1,500 до +46,500 м (1-й та 18-й поверхи), збільшення напружень перебуває в межах від 2 до 81 %. Разом з тим на верхніх рівнях будівлі у межах відміток від +58,500 до +77,550 м (верхні поверхи та покрівля) спостерігається підвищення напружень на відмітці +58,500 – 129 % та на відмітці +77,550 – 51 % кН/м^2 (рис. 2.12).

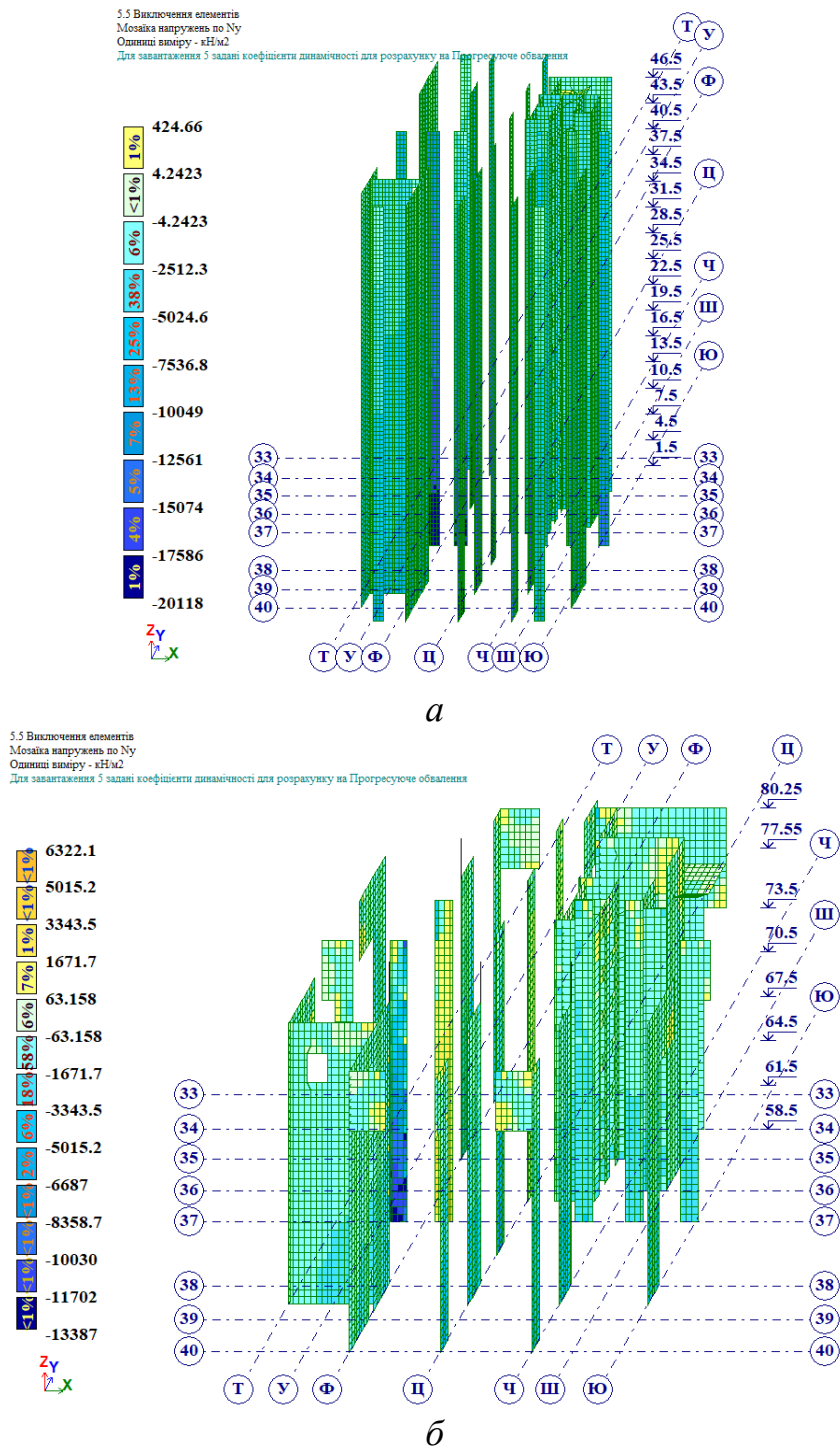


Рисунок 2.12 – Мозаїка напружень по N_y житлової будівлі в м. Києві:
а – на відмітках +1,500 до +46,500 м; б – на відмітках +58,000 до +77,500 м

Відсоткові значення напружень та показники розкриття тріщин для інших поверхів досліджуваних будівель наведені в табл.2.5. У таблиці наведено узагальнені результати розрахунків, що характеризують зміну напружено–деформованого стану вертикальних залізобетонних елементів залежно від висотної відмітки поверху. Також наведено значення розкриття тріщин, що дає змогу оцінити тріщиностійкість конструкцій та особливості її зміни по висоті будівель.

Таблиця 2.5 – Відсоткова зміна напружень та значення розкриття тріщин у вертикальних залізобетонних елементах житлових будівель залежно від висотної відмітки

№ з/п	Висотна відмітка, м (поверх)	Напруження, кН/м ²		Зміна напружень, %	Ширина розкриття тріщин, мм
		до механічних пошкоджень	після механічних пошкоджень		
Житлова будівля в м. Чернігові					
1	–0,880 (1-й поверх)	7831,7	7876,8	0,57	0,000014 – 0,0018
2	+2,700 (2-й поверх)	6997,8	7052,1	0,67	0,0000082 – 0,00086
3	+6,000 (3-й поверх)	6609,5	6666,4	0,86	0,0000068 – 0,00061
4	+9,000 (4-й поверх)	6223,2	6280,7	0,92	0,0000049 – 0,00054
5	+12,000 (5-й поверх)	5801,2	5882,4	1,39	0,000015 – 0,00054
6	+15,000 (6-й поверх)	5404,6	5479,9	1,39	0,000010 – 0,00077
7	+18,000 (7-й поверх)	5103,5	5196,5	1,82	0,000010 – 0,00098
8	+21,000 (8-й поверх)	4644,9	4719,5	1,60	0,000012 – 0,00018
9	+24,000 (9-й поверх)	4265,6	4327,8	1,45	0,0000078 – 0,00082
10	+27,000 (10-й поверх)	3890,3	3945,2	1,41	0,000012 – 0,0019

№ з/п	Висотна відмітка, м (поверх)	Напруження, кН/м ²		Зміна напружень, %	Ширина розкриття тріщин, мм
		до механічних пошкоджень	після механічних пошкоджень		
11	+30,000 (11-й поверх)	3572,9	3791,2	6,10	0,000041 – 0,023
12	+33,000 (12-й поверх)	3313,3	3736,4	12,76	0,000047 – 0,023
13	+36,000 (13-й поверх)	2799,6	7166,3	155,99	0,000073 – 0,028
14	+39,000 (14-й поверх)	2445,9	9776	299,68	0,00011 – 0,00086
15	+42,000 (15-й поверх)	2075,9	5789,1	179,30	0,000052 – 0,048
16	+45,000 (16-й поверх)	1704,9	7146,3	319,16	0,0000073 – 0,05
17	+48,000 (16'-й поверх)	3206,6	3436,4	7,16	0,0000082 – 0,039
Житлова будівля в м. Києві					
1	+1,500 (1-й поверх)	19799	20115	1,79	0,000054 – 0,0026
2	+4,500 (2-й поверх)	18941	19228	1,51	0,000054 – 0,0025
3	+7,500 (3-й поверх)	17439	17752	1,79	0,00013
4	+10,500 (4-й поверх)	16711	17047	2,0	0,000057 – 0,0022
5	+13,500 (5-й поверх)	15997	16357	2,25	0,00013 – 0,0022
6	+16,500 (6-й поверх)	15278	15672	2,57	0,000087 – 0,0021
7	+19,500 (7-й поверх)	14569	15239	4,59	0,000022 – 0,0020
8	+22,500 (8-й поверх)	13866	14831	6,95	0,000080 – 0,0020
9	+25,500 (9-й поверх)	13183	14442	9,55	0,000043 – 0,0019
10	+28,500 (10-й поверх)	12475	14095	12,98	0,000043 – 0,0015
11	+31,500 (11-й поверх)	11776	13776	16,98	0,000027 – 0,0015
12	+34,500 (12-й поверх)	11085	13488	21,67	0,000025 – 0,021

№ з/п	Висотна відмітка, м (поверх)	Напруження, кН/м ²		Зміна напружень, %	Ширина розкриття тріщин, мм
		до механічних пошкоджень	після механічних пошкоджень		
Житлова будівля в м. Чернігові					
13	+37,500 (13-й поверх)	10413	13232	27,07	0,00016 – 0,0020
14	+40,500 (14-й поверх)	9830	13159	33,86	0,012 – 0,033
15	+43,500 (15-й поверх)	9291	12904	38,88	0,0086 – 0,045
16	+46,500 (16-й поверх)	7991.1	14471	81,0	0,000073 – 0,067
17	+49,500 (17-й поверх)	9979	14100	41,29	0,00017 – 0,044
18	+52,500 (18-й поверх)	8242.2	19588	137,65	0,0095 – 0,039
19	+55,500 (19-й поверх)	6773.9	15844	133,89	0,012 – 0,16
20	+58,500 (20-й поверх)	5823.9	13310	128,54	0,0074 – 0,092
21	+61,500 (21-й поверх)	4895.2	11954	144,19	0,00011 – 0,088
22	+64,500 (22-й поверх)	4515.2	10003	124,54	0,000025 – 0,085
23	+67,500 (23-й поверх)	4235.5	8627,2	103,68	0,00018 – 0,084
24	+70,500 (24-й поверх)	3984.4	8505,2	113,46	0,0013 – 0,081
25	+73,500 (25-й поверх)	4943.8	8412	70,15	0,000043 – 0,080
26	+77,500 (тех. поверх)	2346	5052,6	115,37	0,021 – 0,088

Результати, наведені в таблиці 2.5, свідчать про те, що локальні механічні пошкодження окремих поверхів спричиняють перерозподіл внутрішніх зусиль у вертикальних залізобетонних елементах будівель. Для житлової будівлі в м. Чернігові встановлено, що пошкодження елементів на висотних відмітках +36,000...+42,000 м не мають суттєвого впливу на напружено-деформований

стан конструкцій нижніх поверхів. Це пояснюється тим, що нижня частина будівлі характеризується більшою жорсткістю конструктивної системи, наявністю значної кількості суміжних несних елементів та рівномірнішим розподілом навантажень, унаслідок чого локальні пошкодження не приводять до значного перерозподілу зусиль.

Водночас у конструкціях, розташованих вище зони пошкодження, спостерігається суттєва зміна напруженого стану та збільшення ширини розкриття тріщин. Це зумовлено тим, що внаслідок пошкодження окремих елементів зменшується їх жорсткість, що спричиняє перерозподіл навантажень між суміжними елементами та концентрацією напружень у верхній частині будівлі.

Подібна закономірність простежується і для житлової будівлі в м. Києві. Пошкодження конструктивних елементів на висотних відмітках +49,500...+55,500 м майже не впливають на роботу вертикальних елементів нижніх поверхів, однак призводять до помітної зміни напружено-деформованого стану конструкцій, розташованих вище або безпосередньо в зоні пошкодження.

Зазначені закономірності підтверджуються також результатами графічного аналізу розподілу напружень по висоті будівель до та після механічних пошкоджень (рис.2.13), де чітко простежується незначна зміна напружень у нижній частині будівлі та інтенсивніше їх зростання на верхніх рівнях конструктивної системи.

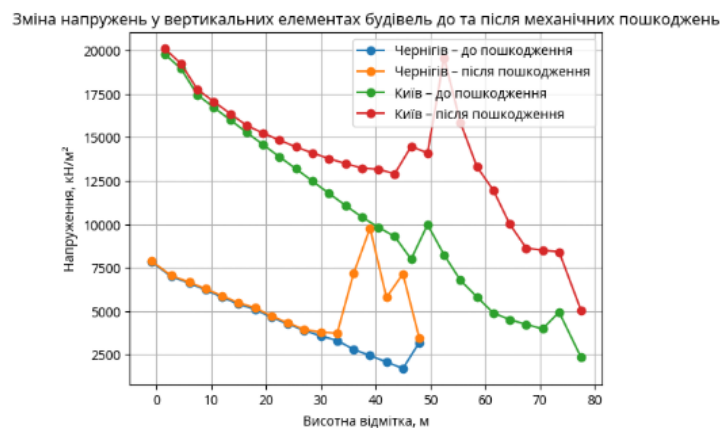


Рисунок 2.13 – Графік зміни напружень у вертикальних елементах будівель до та після механічних пошкоджень

Аналіз отриманих показників фактичних характеристик матеріалів (родив. розділ 3) зруйнованих будівель, а також результати оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення показали, що за пошкоджень зазначеного типу суміжні конструктивні елементи здійснюють перерозподіл напружено–деформованого стану без втрати загальної стійкості системи. Водночас пошкоджені конструкції, у яких відбулося зниження міцнісних характеристик бетону за незмінних характеристик арматури, можуть бути відновлені шляхом застосування відповідних методів підсилення.

Отримані значення ширини розкриття тріщин у залізобетонних елементах як житлового будинку в м. Чернігові, так і в житловій будівлі м. Києва не перевищують гранично допустимих нормативних значень, що становлять згідно з нормативними документами [9] для конструкцій, що експлуатуються в умовах, захищених від кліматичних впливів – 0,4 мм.

За результатами дослідження встановлено, що для дефектів, які мають подібні характеристики та механізм розвитку, з метою пришвидчення подальшого аналізу пошкоджених конструкцій доцільно запровадити використання узагальнених коефіцієнтів зменшення несної здатності для типових груп дефектів. Коефіцієнт зменшення несної здатності систематизовано залежно від товщини та геометричних параметрів вертикальних залізобетонних елементів (пілонів, колон і діафрагм), що дозволяє враховувати реальний характер їх роботи в умовах локальних пошкоджень.

Для кількісного оцінювання зменшення несної здатності вертикальних залізобетонних елементів введено параметри β та α , що характеризують відповідно відносну глибину локального ослаблення та відносну ефективну геометрію перерізу. Застосування зазначених параметрів дає змогу уніфікувати оцінку елементів різної товщини та конструктивного типу.

Для пілонів коефіцієнт зменшення несної здатності визначається залежно від відносної глибини локального ослаблення перерізу, що характеризується безрозмірним параметром (2.1):

$$\beta = \frac{a}{t}, \quad (2.1)$$

де a – глибина ушкодження бетону; t – проєктна товщина пілона; відповідні значення коефіцієнта φ наведені в табл. 2.6.

Таблиця 2.6 – Коефіцієнти зменшення несної здатності пілонів

Товщина, мм	Глибина ушкодження a , мм	$\beta = \frac{a}{t}$	Залишкова товщина, мм	Коефіцієнт зменшення несної здатності, φ
250	≤ 12	$\leq 0,05$	≥ 238	0,95
	12 – 25	0,05 – 0,10	225 – 238	0,85
	25 – 38	0,10 – 0,15	212 – 225	0,72
	38 – 50	0,15 – 0,20	200 – 212	0,58
	50 – 75	0,20 – 0,30	210 – 240	0,42
	75 – 100	0,30 – 0,40	180 – 210	0,30
	> 100	$> 0,40$	< 180	$\leq 0,20$
300	≤ 15	$\leq 0,05$	≥ 285	0,95
	15 – 30	0,05 – 0,10	270 – 285	0,88
	30 – 45	0,10 – 0,15	255 – 270	0,78
	45 – 60	0,15 – 0,20	240 – 255	0,65
	60 – 90	0,20 – 0,30	210 – 240	0,50
	90 – 120	0,30 – 0,40	180 – 210	0,35
	> 120	$> 0,40$	< 180	$\leq 0,25$

Коефіцієнт зменшення несної здатності колон встановлюється залежно від відносної ефективної площі поперечного перерізу, який визначається параметром (2.2):

$$\alpha_a = \frac{A_{eff}}{A_0}, \quad (2.2)$$

де A_0 – початкова площа перерізу; A_{eff} – ефективна площа після ушкодження; узагальнені значення коефіцієнта φ наведені в табл. 2.7

Таблиця 2.7 – Коефіцієнти зменшення несної здатності колон

Товщина, мм	Втрата лінійного розміру, мм	α_a	Характер перерізу	Коефіцієнт зменшення несної здатності, φ
250	≤ 8	$\leq 0,95$	Переріз збережений	0,95
	8 – 15	0,90 – 0,95	Ослаблення	0,88
	15 – 25	0,85 – 0,90	Зменшення ядра	0,75
	25 – 35	0,80 – 0,85	Гранична роботи	0,62
	35 – 50	0,70 – 0,80	Втрата стійкості	0,45
	> 50	$> 0,70$	Аварійний стан	$\leq 0,30$
300	≤ 10	$\geq 0,95$	Переріз збережений	0,95
	10 – 20	0,90 – 0,95	Незначне ослаблення	0,90
	20 – 30	0,85 – 0,90	Зменшення ядра	0,80
	30 – 40	0,80 – 0,85	Граничне стискання	0,68
	40 – 60	0,70 – 0,80	Нестійка робота	0,50
	> 60	$< 0,70$	Ризик втрати стійкості	$\leq 0,35$

Коефіцієнт зменшення несної здатності діафрагм жорсткості визначається з урахуванням зміни ефективних геометричних параметрів перерізу, які описуються безрозмірними коефіцієнтами:

$$\alpha_t = \frac{t_{eff}}{t_0}, \alpha_w = \frac{b_{eff}}{b_0}, \quad (2.3)$$

де t_0, b_0 – проектні товщина та ширина діафрагми; t_{eff}, b_{eff} – ефективні значення після ушкодження; відповідні значення коефіцієнта φ наведені в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 – Коефіцієнти зменшення несної здатності діафрагм жорсткості

Товщина, мм	Втрата товщини / ширини, мм	α_t / α_w	Характер роботи	Коефіцієнт зменшення несної здатності, ϕ
250	≤ 12	$\leq 0,95$	Локальні пошкодження	0,95
	12 – 25	0,90 – 0,95	Ослаблення	0,88
	25 – 38	0,85 – 0,90	Зсувна деградація	0,75
	38 – 50	0,80 – 0,85	Порушення роботи	0,62
	50 – 75	0,70 – 0,80	Критичне ослаблення	0,45
	> 75	$> 0,70$	Аварійний стан	$\leq 0,30$
300	≤ 15	$\geq 0,95$	Локальне ослаблення	0,95
	15 – 30	0,90 – 0,95	Зменшення жорсткості	0,90
	30 – 45	0,85 – 0,90	Ослаблення зсуву	0,80
	45 – 60	0,80 – 0,85	Порушення потоків зусиль	0,68
	60 – 90	0,70 – 0,80	Часткова втрата роботи	0,50
	> 90	$< 0,70$	Втрата стійкості	$\leq 0,35$

Запропонована формула (2.8 див. с. 70) визначення коефіцієнта зменшення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних конструкцій є узагальненою та виведена для перерізів складної форми, оскільки вона враховує сумарний вплив геометричних втрат робочого перерізу бетону й арматури, а також погіршення фізико–механічних характеристик матеріалів через коефіцієнти умов роботи. Табличні значення коефіцієнтів зменшення несної здатності, наведені в роботі, сформовані для найпоширеніших у практиці прямокутних поперечних перерізів колон, пілонів, діафрагм жорсткості, що допомагає спростити інженерне застосування методики без витрат її фізичної

обґрунтованості. У перерізах складнішої конфігурації запропонована формула може застосовуватися безпосередньо шляхом визначення фактичних ефективних площ і характеристик матеріалів за результатами обстеження.

2.2.Визначення коефіцієнта зменшення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів

Розрахунок пошкоджених залізобетонних конструкцій після обстрілів в Україні виконується на основі технічного обстеження будівлі, визначення фактичного стану бетону та арматури і подальшого перевірного розрахунку з урахуванням втрати частини перерізу, тріщини і можливого зниження міцності матеріалів. Після візуального та інструментального обстеження (визначення ширини розкриття тріщин, сколів бетону, оголення або деформації арматури) інженери формують розрахункову модель конструкції, у якій зменшують характеристики бетону та площу арматури відповідно до ступеня пошкодження, після чого виконують перевірку за граничними станами – на міцність, тріщиностійкість і деформативність. У сучасній практиці такі розрахунки часто виконують із застосуванням чисельного моделювання та нелінійних деформаційних моделей роботи залізобетону. Наукові основи оцінювання роботи пошкоджених залізобетонних елементів та їхнього підсилення розвивали дослідники, зокрема О. С. Городецький, який займався комп’ютерним моделюванням роботи конструкцій, та А. Я. Барашиков, чиї праці присвячені деформаційній теорії та тріщиностійкості залізобетону, що стало основою для оцінювання їхньої несної здатності після пошкоджень.

У дисертаційній роботі запропоновано методичний підхід до оцінювання залишкової несної здатності вертикальних залізобетонних елементів, що зазнали механічних пошкоджень, який ґрунтується на аналізі фактичних фізико–механічних характеристик матеріалів та параметрів пошкодження. Запропоновано введення коефіцієнта зменшення несної здатності, що враховує ступінь і характер пошкоджень залізобетонних елементів. Застосування запропонованого підходу дозволяє оперативно та обґрунтовано приймати

рішення щодо доцільності відновлення вертикальних залізобетонних конструкцій.

Пошкоджені залізобетонні елементи характеризуються різноманітними дефектами, що знижують їхню ефективність. Серед основних груп виокремлюють:

- втрату робочої площі бетону – унаслідок відшарування, сколювань, локальних руйнувань або часткової втрати перерізу;
- зменшення ефективного перерізу арматури – через корозію, механічні пошкодження або втрату поперечного перерізу внаслідок тривалого впливу агресивного середовища;
- порушення роботи бетону та арматури – зниження міцності захисного шару, зменшення зчеплення арматури з бетоном, наявність тріщин, ослаблене арматурне обрамлення.

Зважаючи на те, що різні групи дефектів мають незалежний, але сумарно адитивний ефект, у загальному коефіцієнт ϕ містить добуток окремих часткових коефіцієнтів зменшення робочої площі бетону та відповідно зменшення робочої площі арматури.

Фактична площа бетонного перерізу аварійного елемента визначається як різниця між проєктною площею $A_{b,0}$ та площею втрати A_{def} , яку встановлюють на основі результатів візуального огляду, інструментального обстеження або неруйнівних методів контролю, визначається за формулою (2.4):

$$A_{b,fd} = A_{b,0} - A_{def}, \quad (2.4)$$

де $A_{b,0}$ – проєктна площа бетону; A_{def} – площа втрати через пошкодження.

Формула (2.1) має узагальнений вигляд форми визначення залишкової площі зруйнованого, пошкодженого залізобетонного елемента, що впливає з:

- геометричних формул площ перерізів;
- методики врахування втрат перерізу в разі дефектів;
- нормативної логіки розрахунку залишкової несної здатності.

Відповідно коефіцієнт зменшення робочої площі бетону береться у вигляді формули (2.5):

$$\varphi_b = \frac{A_{b,fd}}{A_{b,0}}. \quad (2.5)$$

Цей підхід усталений у більшості методик оцінювання технічного стану, зокрема у працях українського дослідника А.М. Павлікова [56, 66, 84], а також у методичних (навчальних) посібниках до реконструкції та підсилення будівель і споруд та будівельних нормах [3].

У разі корозії, втрати діаметра стрижня або зменшення перерізу арматури сумарна фактична площа $A_{s,fd}$ визначається як сума площ фактичних перерізів кожного стрижня. Фактична площа перерізу арматури визначається за формулою (2.6):

$$A_{s,fd} = \sum \frac{\pi}{4} (d_i - 2k_{cor,i})^2, \quad (2.6)$$

де d_i – діаметр стрижня; $k_{cor,i}$ – глибина корозії або часткова втрата перерізу.

Відповідний коефіцієнт зменшення роботи арматури визначається за формулою (2.7):

$$\varphi_c = \frac{A_{s,fd}}{A_{c,0}}. \quad (2.7)$$

Подібні підходи викладені у працях українських наукових шкіл із проблем корозійного пошкодження залізобетонних конструкцій, а також підтверджені експериментальним дослідженням.

Окрім геометричних втрат, аварійні конструкції характеризуються погіршенням ефективних властивостей матеріалів. Наприклад, бетон із порушеним захисним шаром, підвищеною вологістю або тріщинами втрачає несну здатність навіть за незмінної площі.

Тому вводяться коефіцієнти:

- γ_{br1} – коефіцієнт умов роботи бетону – 0,8...0,9;
- γ_{sr1} – коефіцієнт умов роботи арматури – 0,8...1.

Аналогічний підхід застосовується у ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010, де для робочих умов матеріалів передбачено модифікаційні коефіцієнти (наприклад, для тривалого навантаження, умов твердіння, типу бетону). Хоча не містять прямих формул для аварійних конструкцій, саме логіка коригування властивостей матеріалів лежить в основі введення γ_{br1} та γ_{sr1} .

Зважаючи на геометричні втрати та погіршення умов роботи матеріалів, підсумковий коефіцієнт зменшення несної здатності аварійного елемента визначається за формулою (2.8):

$$\varphi = \varphi_b \cdot \varphi_s \cdot \gamma_{br1} \cdot \gamma_{sr1}. \quad (2.8)$$

Така структура формули забезпечує незалежне врахування впливу всіх ключових чинників, що зменшують несну здатність. Формула є узагальненим результатом аналізу дефектів та їхнього впливу на роботу елемента. Вона відповідає підходам сучасних методик експертного обстеження і рекомендована для використання у розрахунках залишкової несної здатності.

У найпоширенішому випадку коефіцієнт можна використовувати для визначення фактичної несної здатності елемента. Якщо за допомогою φ попередньо встановлено відносну втрату міцності або перерізу, то фактична несна здатність визначається множенням проєктної несної здатності на коефіцієнт зниження. Отже, маємо співвідношення (2.9):

$$N_{fd} = \varphi \cdot N_{rd}, \quad (2.9)$$

де N_{fd} – фактична несна здатність аварійного елемента; N_{rd} – проєктна несна здатність.

Такий підхід фізично обґрунтований, оскільки зменшення несної здатності внаслідок пошкоджень пропорційне ступеню деградації бетону та арматури або втрати робочого перерізу. Фактичну несну здатність доцільно порівнювати із фактичними експлуатаційними навантаженнями, що й дає змогу оцінити безпечність подальшої експлуатації або необхідність негайного підсилення.

Ще одним важливим напрямом застосування коефіцієнта φ є перевірка фактичної роботи елемента під дією навантаження. У цьому разі враховується, що навантаження на конструкції у більшості випадків не змінюється, натомість

змінюється лише її реалістичний стан та здатність чинити опір зовнішнім впливам. Перевірка виконується порівнянням N_{Ed} розрахункового навантаження із зменшеною (фактичною) розрахунковою несною здатністю, отриманою множенням проєктного значення N_{Rd} на коефіцієнт φ . Отже, умова стійкості аварійного елемента записується у формулу (2.10):

$$N_{Ed} \leq \varphi \cdot N_{Rd}. \quad (2.10)$$

Це співвідношення використовується як ключовий критерій під час формування висновку про технічний стан конструкції.

Окремо слід зазначити, що коефіцієнт φ може застосовуватися не лише до несної здатності загалом, а й до окремих фізико–механічних характеристик матеріалів. Це важливо у випадках, коли пошкодження спричиняють не стільки втрату перерізу, скільки зміни в структурі матеріалу: зниження міцності бетону через вологісно–температурні впливи, тріщинуватість, карбонізацію; або зменшення міцності арматури внаслідок корозійного ураження. У таких випадках коефіцієнт φ може бути застосований до нормативних значень міцності, для бетону (2.11):

$$R_{b,fd} = \varphi \cdot R_b, \quad (2.11)$$

для арматури (2.12):

$$R_{s,fd} = \varphi \cdot R_s. \quad (2.12)$$

Аналогічно, коефіцієнт може використовуватися для корегування модуля пружності матеріалу, зокрема приведенного модуля бетону (2.13):

$$E_{c,fd} = \varphi \cdot E_c. \quad (2.13)$$

Такий підхід відповідає сучасним методикам оцінювання залишкового ресурсу конструкцій, згідно з якими пошкодження впливають не лише на геометричні параметри, але і на фізико-механічні властивості.

Застосування коефіцієнта зниження несної здатності дає змогу врахувати реальне ослаблення залізобетонних елементів унаслідок пошкоджень, як-от утворення тріщин, відшарування та втрата захисного шару бетону, оголення або деформація арматури. Використання цього коефіцієнта дає змогу привести розрахункові моделі конструкцій у відповідність до їх фактичного технічного

стану та коректно оцінити здатність пошкоджених елементів сприймати діючі навантаження. Такий підхід забезпечує обґрунтоване оцінювання рівня безпеки конструкцій і є основою для прийняття інженерних рішень щодо необхідності тимчасового розвантаження, підсилення або повної заміни елементів, а також щодо можливості подальшої експлуатації будівлі.

2.3.Оцінювання залишкової несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів з урахуванням коефіцієнта зменшення несної здатності.

З метою експериментально–розрахункової верифікації запропонованих коефіцієнтів зменшення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів у цьому підрозділі наведено теоретичний приклад інженерного розрахунку. Розрахунок виконано для аварійно пошкодженого пілона (рис. 2.14) з суттєвою втратою перерізу та використовується як ілюстрація працездатності запропонованої методики. Отримані результати підтверджують можливість застосування введених коефіцієнтів не лише для окремого елемента, але й для узагальненого оцінювання залишкової несної здатності групи однотипних вертикальних конструкцій у післяаварійному стані.



Рисунок 2.14 – Залізобетонний пошкоджений пілон

Для перевірки працездатності запропонованого підходу до оцінювання залишкової несної здатності було розглянуто аварійно пошкоджений

залізобетонний пілон (див. рис. 2.11) прямокутного перерізу розмірами 300x1200 мм, встановлений неруйнівним методом (клас бетону C20/25) та армований повздовжньою арматурою A400C. Проектна несна здатність пілона в непошкодженному стані визначалася відповідно до нормативної розрахункової моделі [9] як сума зусиль, що сприймаються бетоном і поздовжньою арматурою (2.14):

$$N_{Rd} = R_b \cdot A + R_s \cdot A_s, \quad (2.14)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону; A – площа бетонного перерізу; R_s – розрахунковий опір арматури; A_s – площа повздовжньої арматури.

Для бетону класу C20/25 та арматури класу A400C за обраної площі бетонного перерізу $A = 0,36 \text{ м}^2$ і площі поздовжньої арматури $A_s = 3600 \text{ мм}^2$ проектна несна здатність пілона у непошкодженному стані становила 5450 кН. Це значення бралось як базове для подальшого оцінювання впливу аварійного пошкодження.

Унаслідок локального руйнування було встановлено втрату близько 40 % робочого перерізу пілона, що призвело до суттєвого порушення нормальної роботи бетонного ядра та зниження загальної несної здатності елемента. Для кількісного врахування цього впливу в розрахунках було введено коефіцієнт зменшення несної здатності φ , який узагальнено враховує втрату перерізу та деградацію матеріалів. Залишкова несна здатність аварійно пошкодженого пілона визначалась за співвідношенням (2.9):

$$N_{fd} = \varphi \times N_{Rd}.$$

Для ступеня пошкодження, що відповідає відносній глибині ушкодження близько 0,40, значення коефіцієнта зменшення несної здатності для пілонів було взято рівним $\varphi = 0,35$. Застосування цього коефіцієнта призвело до зменшення розрахункової несної здатності пілона до 1908 кН (35 %), тобто більш ніж утричі порівняно з проектним значенням. Отриманий результат кількісно підтвердив аварійний технічний стан елемента та відсутність достатнього резерву міцності.

Для обґрунтування необхідності підсилення було визначено дефіцит несної здатності, який виник унаслідок пошкодження пілона. Величина цього

дефіциту визначалася як різниця між проєктною та залишковою несною здатністю (2.15):

$$\Delta N = N_{Rd} - N_{fd}. \quad (2.15)$$

За результатами розрахунку дефіцит несної здатності становив 3542 кН, що означає, що саме таке зусилля більше не може бути сприйняте пошкодженим бетонним перерізом і повинно бути компенсоване системою підсилення. Отже, коефіцієнт зменшення несної здатності виконує не лише оціночну, але й проєктну функцію, оскільки безпосередньо визначає величину зусилля, яку необхідно передати на додаткові елементи.

Подальший підбір металевої обойми виконувався з умови (2.16) елементи підсилення повинні сприймати зусилля, не менше ніж визначений дефіцит несної здатності:

$$N_{steel} \geq \Delta N. \quad (2.16)$$

Металева обойма, виконана у вигляді чотирьох повздовжніх кутиків 200x200x14, з'єднаних поперечними сталевими пластинами завтовшки 10 мм з кроком 150 мм, забезпечує компенсацію втраченої несної здатності аварійного пілона. Запропоноване підсилення відповідає вимогам чинних норм і забезпечує сумісну роботу сталі та залишкового бетонного перерізу. Внаслідок застосування такого підсилення несна здатність пілона підвищується на 45–50%, що дає змогу відновити та посилити експлуатаційну надійність конструкції.

Для подальшої апробації запропонованої методики розглянуто аварійно пошкоджений залізобетонний пілон (рис.2.15) Г-подібної форми. За результатами проведених випробувань встановлено, що фактичні характеристики матеріалів пілона відповідають таким значенням: бетон – клас C12/15, повздовжня робоча арматура – клас A400C. Площа бетонного перерізу Г-подібного пілона визначалася, як сума площ двох прямокутних елементів та становила 0,645 м². Для встановленого класу бетону C12/15 та наявного армування проєктна несна здатність пілона у непошкодженому стані склала близько 6400 кН, що вважається як базове значення.

ефективності роботи перерізу внаслідок втрати більшої частини несної зони та характерне для аварійного стану конструкції.

За результатами розрахунку залишкова несна здатність Г-подібного пілона становила 2100 кН (48 %), що більш ніж утричі менше порівняно з проектною. Це свідчить про критичний технічний стан елемента та неможливість його подальшої експлуатації без підсилення.

У цьому разі дефіцит несної здатності становив близько 4300 кН, що повинно бути компенсовано системою підсилення. За результатами підбору, для підсилення пілона обрано чотири сталеві кутики перерізу 140x140x12 мм, розташовані по кутах металевої обойми. Площа поперечного перерізу одного такого кутика становить приблизно 32 см², а сумарна площа поперечного перерізу чотирьох кутів – близько 128 см², що перевищує необхідне розрахункове значення та забезпечує сприйняття заданого дефіциту несної здатності необхідним запасом.

Для забезпечення сумісної роботи поздовжніх елементів підсилення та замикання перерізу металевої обойми передбачено застосування поперечних з'єднувальних пластин. Як з'єднувальні елементи взято сталеві пластини завтовшки 12 мм, які встановлюють по периметру пілона та з'єднують кутики між собою.

Висновки до розділу 2

Виконано комплексний аналіз стійкості та залишкової несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів у складі монолітно-каркасних житлових будівель за умов локальних механічних пошкоджень і розвитку прогресуючого обвалення. Отримані результати дали можливість сформулювати науково обґрунтовану основу для подальшого вибору та реалізації ефективних рішень з відновлення і підсилення пошкоджених конструкцій.

Обґрунтовано доцільність використання коефіцієнта зменшення несної здатності як універсального інженерного інструменту для кількісного врахування впливу дефектів і пошкоджень на роботу вертикальних

залізобетонних елементів. Запропонований коефіцієнт дає змогу комплексно враховувати втрату робочої площі бетонного перерізу, зменшення ефективного перерізу арматури, а також погіршення фізико–механічних характеристик матеріалів унаслідок корозійних, механічних та експлуатаційних чинників. Такий підхід забезпечує приведення розрахункових моделей до реального технічного стану конструкцій та підвищує достовірність оцінювання їхньої залишкової несної здатності.

На основі аналізу дефектів і характеру пошкоджень вертикальних елементів встановлено, що їх вплив на несну здатність має адитивний характер, що підтверджує коректність мультиплікативної структури запропонованої формули визначення коефіцієнта зменшення несної здатності. Введення окремих часткових коефіцієнтів для бетону й арматури, а також коефіцієнтів умов роботи матеріалів допомагає гнучко адаптувати методику до широкого спектра аварійних ситуацій та різних типів вертикальних конструкцій.

Виконані чисельні дослідження стійкості будівель до прогресуючого обвалення з використанням фізично нелінійних просторових моделей показали, що у разі локального вилучення окремих несних елементів відбувається суттєвий перерозподіл внутрішніх зусиль у суміжних вертикальних залізобетонних елементах. Водночас зафіксовано зростання напружень у пілонах, колонах і діафрагмах жорсткості залежно від поверху, конструктивної схеми та характеру пошкодження. Отримані результати підтвердили, що навіть за відсутності загальної втрати просторової стійкості окремі вертикальні елементи можуть переходити у граничний або аварійний технічний стан.

Результати чисельного моделювання зміни напружено–деформованого стану конструкцій, зокрема значення напружень до та після виникнення механічних пошкоджень, а також ширини розкриття тріщин для різних поверхів будівель наведено в табл. 2.5 та проілюстровано відповідним графічним аналізом розподілу внутрішніх зусиль у вертикальних елементах унаслідок локального пошкодження окремих конструкцій.

Аналіз напружено-деформованого стану та ширини розкриття тріщин показав, що за розглянутих аварійних сценаріїв значення ширини розкриття тріщин не перевищують гранично допустимих нормативних значень. Це свідчить про збереження тріщиностійкості більшості елементів, однак не виключає істотного зниження їхньої несної здатності внаслідок втрати перерізу та деградації матеріалів. Отже, критерії тріщиностійкості не можуть розглядатися як єдиний показник безпечності експлуатації аварійно пошкоджених конструкцій, що додатково підтверджує необхідність застосування запропонованого коефіцієнта зменшення несної здатності.

Виконано систематизацію коефіцієнтів зменшення несної здатності для типових вертикальних залізобетонних елементів – пілонів, колон і діафрагм жорсткості – залежно від геометричних параметрів, товщини перерізу та відносної глибини або площі пошкодження. Запровадження безрозмірних параметрів, що характеризують ступінь ослаблення перерізу, дало можливість уніфікувати оцінювання різних конструктивних типів елементів і значно спростити інженерне застосування методик без втрати її фізичної обґрунтованості.

Особливу увагу приділено практичній апробації запропонованого підходу на прикладах аварійно пошкоджених пілонів прямокутної та складної (Г-подібної) форми. Отримані результати розрахунків переконливо продемонстрували, що використання коефіцієнта зменшення несної здатності дає можливість не лише кількісно оцінити залишкову несну здатність елементів, але й визначити дефіцит несної здатності, який має бути компенсований системою підсилення. Отже, запропонований коефіцієнт виконує не лише діагностичну, а й проєктну функцію.

Важливим результатом є те, що отримані значення дефіциту несної здатності були безпосередньо використані під час вибору та обґрунтування конструктивних рішень з відновлення пошкоджених вертикальних елементів. Водночас методика відновлення та підсилення, розроблена у розділі 4 дисертаційної роботи, була взята до уваги та практично реалізована під час відновлення наведених у підрозділі 2.3 аварійних елементів. Це забезпечило

логічний взаємозв'язок між оцінюванням технічного стану конструкцій, визначенням їх залишкової несної здатності та вибором раціональних заходів з підсилення.

РОЗДІЛ 3

ОЦІНЮВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ МІЦНОСТІ І ДЕФОРМАТИВНОСТІ МАТЕРІАЛІВ

3.1. Дослідження будівель та визначення їх технічного стану

Проведення детального обстеження дає можливість встановити фактичний технічний стан несних конструкцій, характер і масштаби руйнування, а також визначити залишкову несну здатність матеріалів. Об'єктом дослідження визначено багатоквартирні житлові будинки (рис. 3.1, 3.2), розташовані в м. Чернігові та м. Києві, які зазнали механічних пошкоджень унаслідок авіаційного обстрілу. За результатами попереднього обстеження встановлено, що в будівлі в м. Києві унаслідок ракетного влучання відбулося руйнування з обваленням кутової частини будинку на рівні 17–19-го поверхів. У будівлі, розташованій у м. Чернігові, вплив руйнівного чинника призвів до найбільш інтенсивних пошкоджень конструкцій на рівні 14–16 поверхів. У межах зазначених поверхів будівель (рис. 3.3, 3.4) зафіксовано неоднорідний характер пошкоджень несної системи будівель, який варіюється від повної втрати несної здатності окремих конструктивних елементів до стану, що допускає вжиття відновлювальних та підсилювальних заходів.



Рисунок 3.1 – Пошкоджена будівля
в м. Чернігові



Рисунок 3.2 – Пошкоджена будівля
в м. Києві

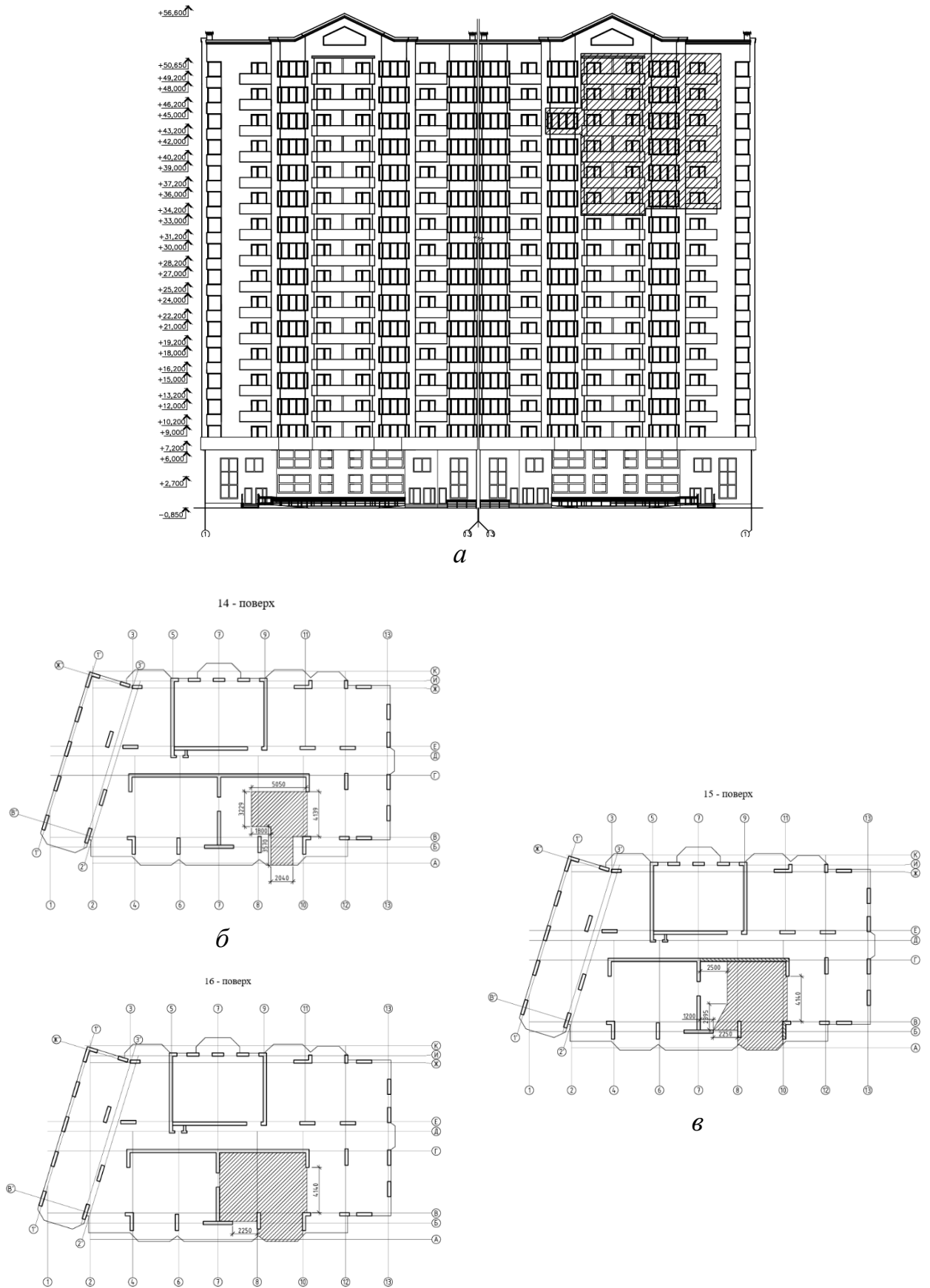


Рисунок 3.3 – Межі пошкодження будівлі в м. Чернігові:
a – фасад будинку; *б* – на 14-му поверсі; *в* – на 15-му поверсі;
г – на 16-му поверсі

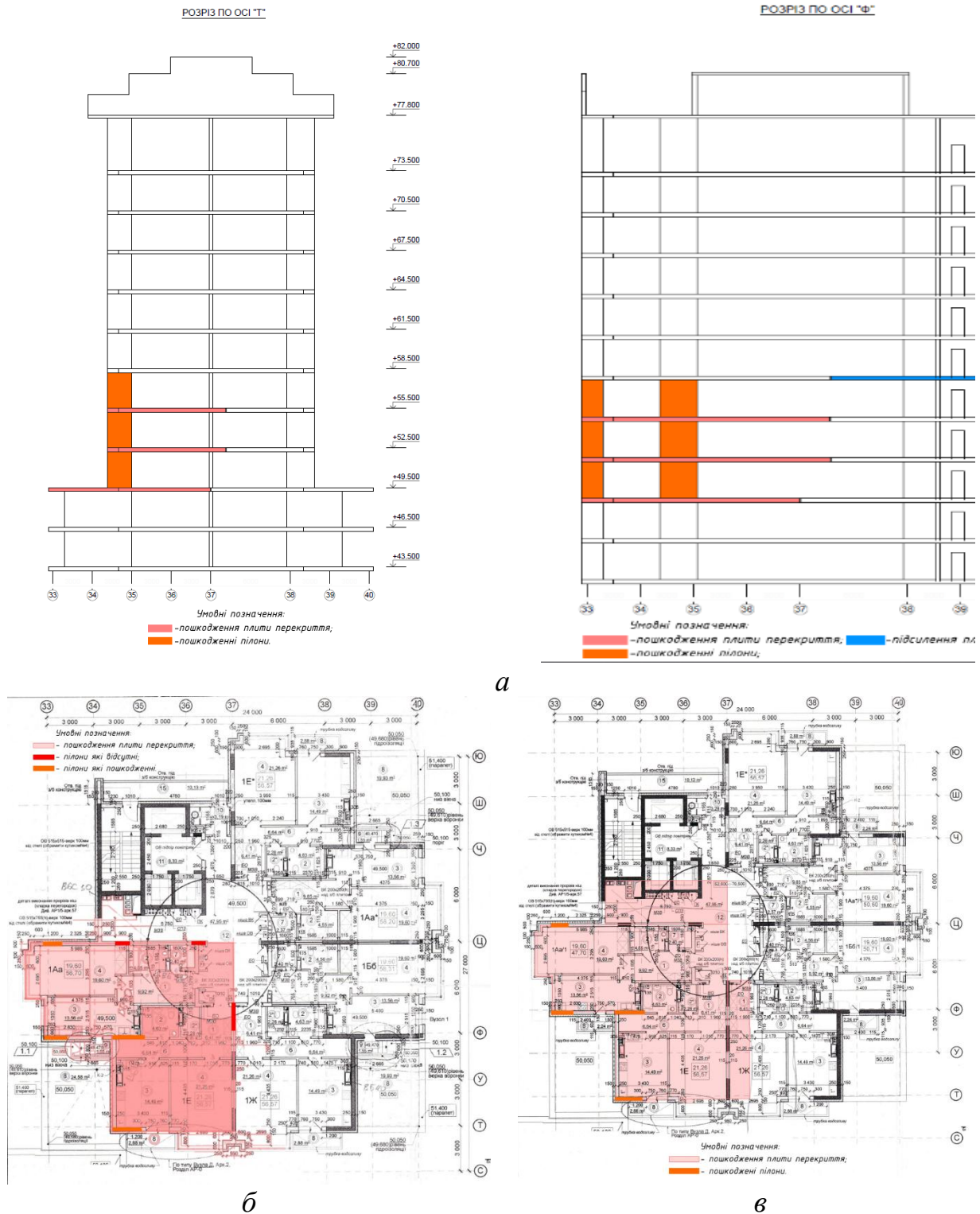


Рисунок 3.4 – Межі пошкодження будівлі в м. Києві:
 а – розріз будинку; б – на 17-му поверсі; в – на 18–19-му поверхах

Унаслідок комплексного обстеження встановлено, що плити перекриття та інші конструктивні елементи обох будівель зазнали значних пошкоджень, які мають системний характер і суттєво впливають на загальну надійність та просторову стійкість споруд.

У будівлі в м. Києві найбільш інтенсивні пошкодження зосереджені на верхніх поверхах зони ураження. На рівнях 17–19 поверхів ступінь пошкодження залізобетонних конструкцій оцінюється приблизно у 30–35 %, що проявляється у повному або частковому обваленні плит перекриття, втраті їх несної здатності, розвитку значних прогинів і наскрізних тріщин з оголенням та деформацією арматури. Окремі фрагменти плит утримуються лише завдяки арматурним стрижням, що свідчить про аварійний стан.

Вертикальні несні залізобетонні конструкції у межах 17–19 поверхів мають ступінь пошкодження до 21 %. Частина з них зруйнована повністю. Діафрагми жорсткості зазнали часткового руйнування та тріщиноутворення.

У будівлі в м. Чернігові пошкодження мають більш поширений, але менш концентрований характер і охоплюють 14–16 поверхи. На зазначених рівнях ступінь пошкодження плит перекриття оцінюється у 25 % від сумарної площі перекриттів трьох поверхів. Пошкодження проявляються у вигляді значних прогинів, численних тріщин різної орієнтації, локального руйнування захисного шару бетону та оголення робочої арматури.

Вертикальні залізобетонні конструкції на 14-му та 16-му поверхах зазнали відносно незначних пошкоджень, зумовлених утворенням тріщин і місцевим відшаруванням бетону з частковим оголенням арматури, що загалом допускає їх подальше відновлення. Водночас на 15-му поверсі зафіксовано суттєві ушкодження: 64 % перерізу залізобетонного пілона та приблизно 42 % діафрагми жорсткості перебувають у пошкодженому стані, що призвело до істотного зниження їх несної здатності та потребує застосування підсилювальних або замінних заходів.

Порівняльний аналіз результатів обстеження свідчить, що будівля в м. Києві зазнала локалізованих, але надзвичайно інтенсивних руйнувань із критичною втратою несної здатності основних конструктивних елементів, тоді як у будівлі в м. Чернігові пошкодження мають рівномірніший розподіл за поверхами та переважно допускають відновлення значної частини залізобетонних конструкцій.

Будівлі запроєктовані з монолітним залізобетонним каркасом, до складу якого входять колони, пілони та діафрагми жорсткості (табл. 3.1 див. с.84, 85, 86). Пілони різної конфігурації розташовані у ключових вузлах каркаса та виконують функцію забезпечення просторової жорсткості й загальної стійкості конструктивної системи. Діафрагми жорсткості мають різну геометрію та формують жорсткі ядра, які сприймають горизонтальні навантаження і забезпечують сумісну роботу елементів каркаса. Усі елементи каркасної системи об'єднані монолітними залізобетонними плитами перекриттів, що гарантує їх спільну роботу (рис.3.5, 3.6).

Плити перекриття запроєктовані суцільними монолітними. У будівлі, розташованій у м. Чернігові, товщина плит становить 180 мм; конструкції виконані з важкого бетону класу С25/30, який також застосовано для виготовлення колон, пілонів і діафрагм жорсткості. У будівлі в м. Києві товщина плит перекриття становить 200 мм, водночас також використано важкий бетон класу С25/30.

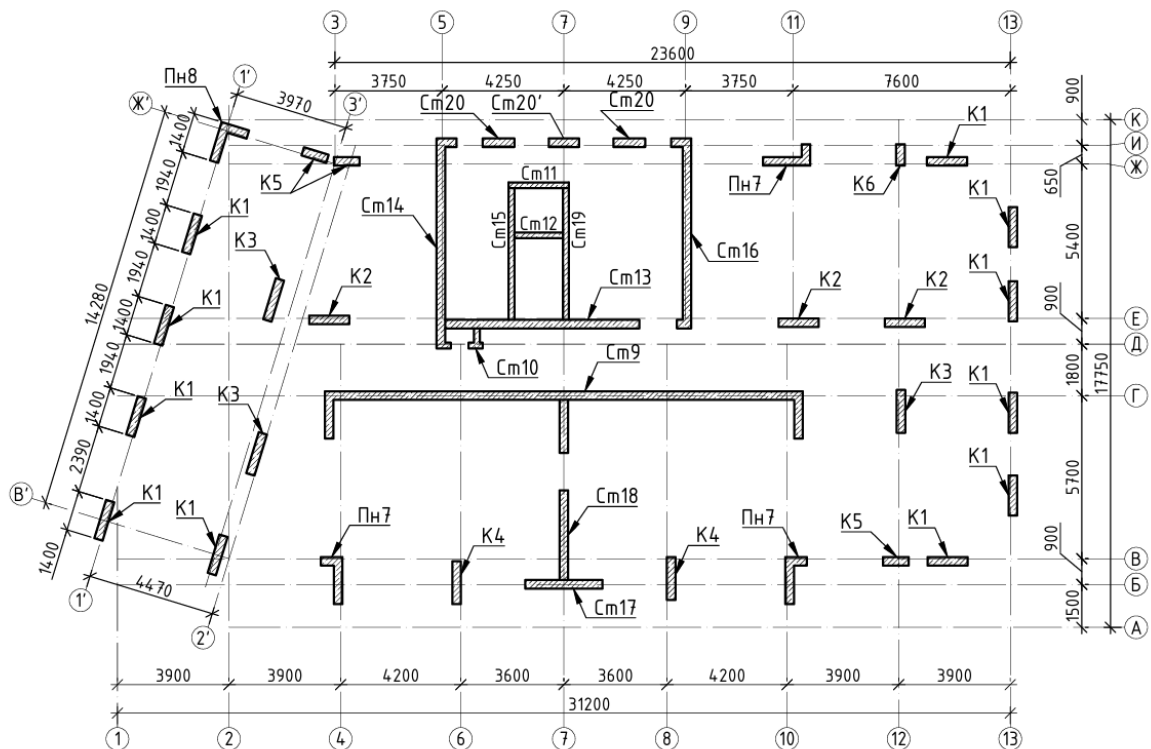


Рисунок 3.5 – Схема розміщення колон, пілонів та діафрагм жорсткості будівлі в м. Чернігові

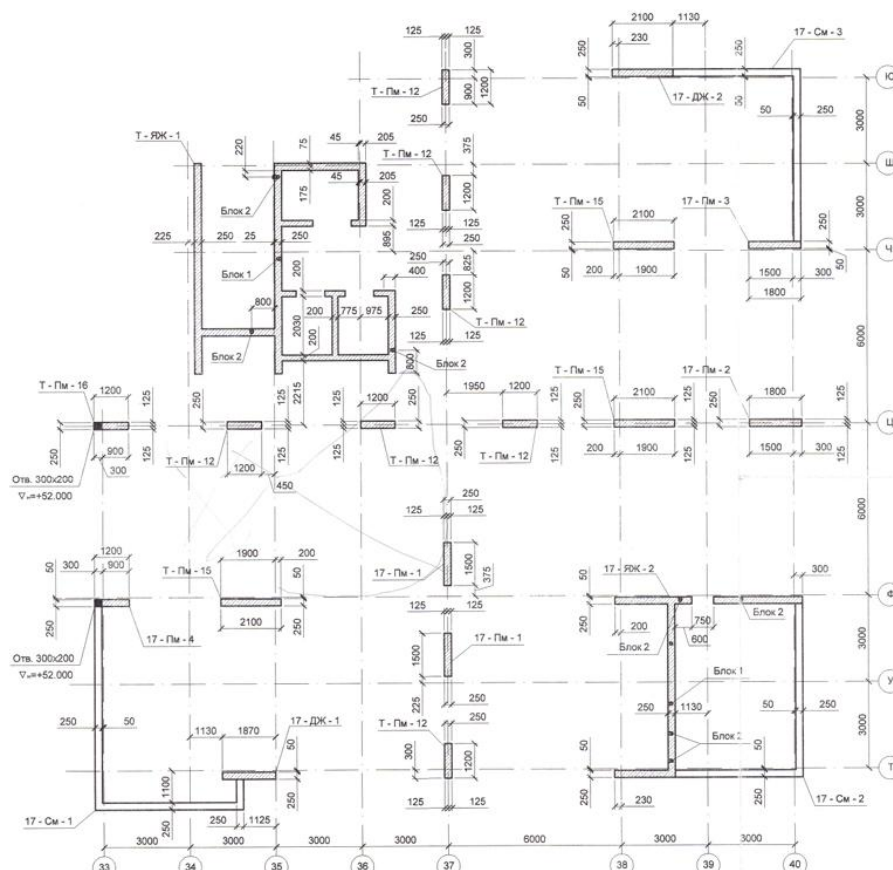
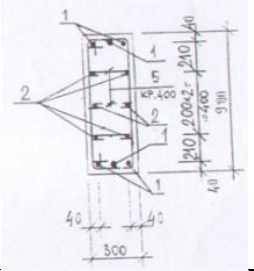
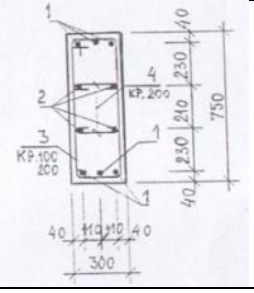
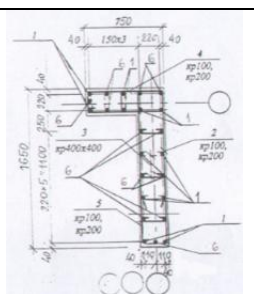
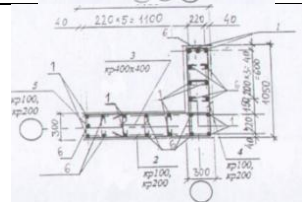
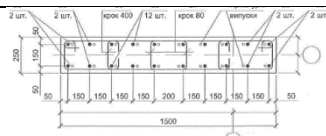


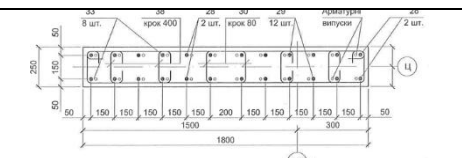
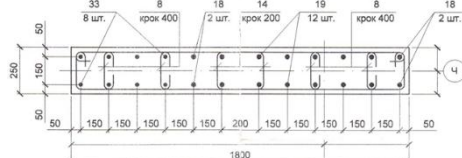
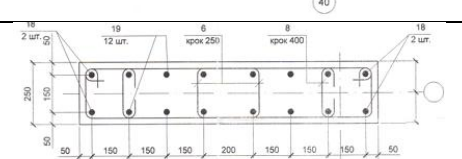
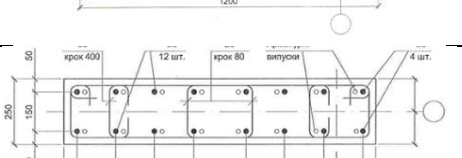
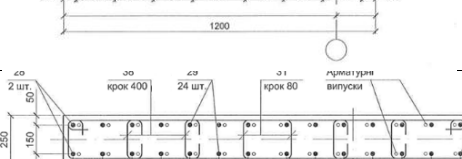
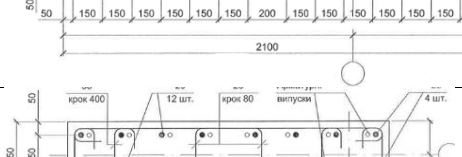
Рисунок 3.6 – Схема розміщення колон, пілонів та діафрагм жорсткості будівлі в м. Києві

**Таблиця 3.1 – Специфікація колон, пілонів, та діафрагм жорсткості
залізобетонного каркаса будівлі**

Будівля в м. Чернігові			
Номер елемента	Геометричні характеристики (розміри, мм)	Армування (клас, діаметр, кількість стрижнів)	Схема елемента
Колони			
K1	300x1400	Ø20 A400C – 12 шт., Ø16 A400C – 10 шт., Ø10 A400C – 24 шт., Ø10 A240C – 56 шт.	
K2		Ø28 A400C – 12 шт., Ø22 A400C – 10 шт., Ø10 A400C – 26 шт., Ø10 A240C – 56 шт.	
K3	300x1500	Ø20 A400C – 12 шт., Ø16 A400C – 12 шт., Ø10 A400C – 24 шт., Ø10 A240C – 64 шт.	
K4		Ø25 A400C – 12 шт., Ø16 A400C – 12 шт., Ø10 A400C – 25 шт., Ø10 A240C – 64 шт.	

Номер елемента	Геометричні характеристики (розміри, мм)	Армування (клас, діаметр, кількість стрижнів)	Схема елемента
К5	300x900	Ø20 А400С – 6 шт., Ø16 А400С – 6 шт., Ø10 А400С – 24 шт., Ø10 А240С – 24 шт.	
К6	300x750	Ø20 А400С – 6 шт., Ø16 А400С – 4 шт., Ø10 А400С – 24 шт., Ø10 А240С – 16 шт.	
Пілони			
Пн7	300x750x1650	Ø20 А400С – 24 шт., Ø10 А400С – 82 шт., Ø10 А240С – 63 шт.	
Пн8	300x1050x1400	Ø20 А400С – 12 шт., Ø10 А400С – 72 шт., Ø10 А240С – 63 шт.	
Діафрагми жорсткості			
Ст9	300x1650x16700	Ø16 А400С – 194 шт., Ø12 А400С – 20 шт., Ø10 А400С – 156 шт., Ø10 А240С – 640 шт.	Див рис. 3.5
Ст10	200x700	Ø16 А400С – 4 шт., Ø12 А400С – 21 шт., Ø10 А400С – 48 шт.	
Ст11	200x2100	Ø16 А400С – 16 шт., Ø12 А400С – 48 шт., Ø10 А400С – 6 шт., Ø10 А240С – 168 шт.	
Ст12			
Ст13	300x8500	Ø16 А400С – 70 шт., Ø16 А400С – 28 шт., Ø12 А400С – 122 шт., Ø10 А400С – 5 шт., Ø10 А240С – 693 шт.	

Номер елемента	Геометричні характеристики (розміри, мм)	Армування (клас, діаметр, кількість стрижнів)	Схема елемента
Ст14	500x7340x700 <i>t</i> =300 мм	Ø16 А400С – 76 шт., Ø12 А400С – 42 шт., Ø10 А400С – 5 шт., Ø6 А240С – 714 шт.	Див рис. 3.5
Ст15	200x4600	Ø16 А400С – 58 шт., Ø12 А400С – 42 шт., Ø10 А400С – 3 шт., Ø6 А240С – 493 шт.	
Ст16	500x6640x700 <i>t</i> =300 мм	Ø16 А400С – 68 шт., Ø12 А400С – 42 шт., Ø10 А400С – 3 шт., Ø10 А240С – 627 шт.	
Ст17	300x2700	Ø16 А400С – 34 шт., Ø12 А400С – 42 шт., Ø10 А400С – 3 шт., Ø10 А240С – 294 шт.	
Ст18	300x3135	Ø16 А400С – 64 шт., Ø12 А400С – 42 шт., Ø10 А400С – 4 шт., Ø10 А240С – 672 шт.	
Ст19	200x4600	Ø16 А400С –60 шт., Ø12 А400С – 122 шт., Ø10 А400С – 3 шт., Ø10 А240С – 324 шт.	
Ст20	300x1110	Ø20 А400С –16 шт., Ø16 А400С –74 шт.,	
Ст20’	300x1060	Ø12 А400С – 180 шт., Ø10 А400С – 2 шт., Ø10 А240С – 581 шт	
Будівля у м. Київ			
Діафрагми жорсткості			
17 – ДЖ - 1	250x1870	Ø16 А500С –20 шт., Ø12 А500С – 16 шт., Ø6 А240С – 56 шт.	Див. рис. 3.6
17 – ДЖ - 2	250x2100	Ø16 А500С –22 шт., Ø12 А500С – 16 шт., Ø6 А240С – 66 шт.	
Пілони			
17 ПМ – 1	250x1500	Ø16 А500С – 20 шт., Ø6 А240С – 56 шт.	

Номер елемента	Геометричні характеристик и (розміри, мм)	Армування (клас, діаметр, кількість стрижнів)	Схема елемента
17 ПМ – 2	250x1800	Ø16 A500C – 24 шт., Ø6 A240C – 62 шт.	
17 ПМ – 3		Ø20 A500C – 17 шт., Ø16 A500C – 8 шт., Ø12 A500C – 15 шт., Ø8 A240C – 76 шт.	
17 ПМ – 4	250x1200	Ø20 A500C – 17 шт., Ø12 A500C – 15 шт., Ø8 A240C – 52 шт.	
T ПМ – 12		Ø16 A500C – 17 шт., Ø6 A240C – 56 шт.	
T ПМ – 15	250x2100	Ø16 A500C – 28 шт., Ø6 A240C – 72 шт.	
T ПМ – 16	250x1200	Ø16 A500C – 17 шт., Ø6 A240C – 56 шт.	
Стіни монолітні			
17 См – 1	t=250 див. рис 3.6	Ø12 A500C – 192 шт., Ø6 A240C – 240 шт.	див. рис 3.6
17 См – 2		Ø12 A500C – 134 шт.,	
17 См – 3		Ø6 A240C – 184 шт.	

Армування плити перекриття будівлі у м. Чернігові здійснено стрижневою арматурою класу А400С Ø12, 16, 22 мм, розташованою у верхній та нижній зонах плити відповідно до розрахункових моментів.

Додатково передбачено встановлення арматурних каркасів КР-1 (армований стрижнями Ø8 мм, класів А400С та А240С), КР-2 (армований стрижнями Ø8 мм, та 12 мм, класу А400С), КР-3 (армований стрижнями Ø8 мм, класів А400С та А240С), КР-4 (армований стрижнями Ø8 мм, класу А240С та Ø22 мм, класу А400С), які забезпечують просторову роботу плити та підвищують її несну здатність у зонах концентрації зусиль[53].

Армування плити перекриття будівлі в м. Києві виконано стрижневою арматурою класу А400С Ø12, Ø16 та Ø22 мм, розташованою у верхній та нижній зонах плити відповідно до розрахункових згинальних моментів.

Додатково в конструкції плити передбачено встановлення арматурних каркасів КР-1, КР-2, КР-3 та КР-4. Каркас КР-1 армований стрижнями Ø8 мм класів А400С та А240С; каркас КР-2 стрижнями Ø8 мм і Ø12 мм класу А400С; каркас КР-3 стрижнями Ø8 мм класів А400С та А240С; каркас КР-4 стрижнями Ø8 мм класу А240С та Ø22 класу А400С. Застосування зазначених арматурних каркасів забезпечує просторову роботу плит та підвищує її несну здатність у зонах концентрації зусиль.

Після проведеного візуального обстеження основних несних конструкцій будівель було визначено їх технічний стан. У процесі робіт було проаналізовано стан вертикальних залізобетонних елементів, які забезпечують сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень.

Оцінювання технічного стану будівель проводилося згідно з класифікаціями пошкоджень, наведеними в розділі 1 дисертаційної роботи, зокрема за характером зовнішніх проявів пошкоджень та за ступенем їх впливу на технічний стан і несну здатність конструкцій.

Класифікація за характером зовнішніх проявів пошкоджень передбачає розподіл дефектів відповідно до їхніх візуальних ознак, які відображають фізичні процеси, що відбуваються в матеріалі конструкцій. До основних груп пошкоджень належать: тріщини різного напрямку і ширини розкриття (флексійні, зсувні, усадкові), відшарування або відколювання захисного шару бетону, корозія арматури, відхилення від вертикалі тощо. Аналіз зовнішніх

проявів дозволяє зробити попередній висновок про характер і небезпеку процесів, що відбуваються в конструкції.

Класифікація за ступенем впливу пошкоджень на технічний стан і несну здатність ґрунтується на методичних положеннях, викладених у розділі 1, де детально розглянуто критерії оцінювання та характеристику категорій технічного стану.

За результатами детального огляду встановлено наявність значних пошкоджень вертикальних несних елементів, зокрема тріщини, відхилення від вертикалі та повне структурне руйнування елемента. За характером зовнішніх проявів ці дефекти віднесено до небезпечних, а за ступенем впливу – до таких, що призводять до аварійного стану конструкцій. Відповідно до класифікації технічного стану будівель і споруд [16], технічний стан окремих несних елементів було кваліфіковано як «аварійний» (категорія 4). З огляду на це, загальний технічний стан будівлі також визначено як «аварійний» (категорія 4) згідно з нормативними документами [16].

3.2. Аналіз фактичних параметрів міцності та деформативності матеріалів.

Для визначення фактичних фізико–механічних характеристик матеріалів залізобетонних елементів пошкоджених будівель було виконано комплекс експериментальних та аналітичних досліджень. Оцінювання характеристик здійснювалося з метою встановлення реальних параметрів міцності, жорсткості та деформативності матеріалів, що зазнали дії експлуатаційних та аварійних навантажень.

Оцінювання фактичного стану бетону виконано як руйнівним, так і неруйнівним методами. Зразки бетону у вигляді кернів були відібрані з пошкоджених залізобетонних конструкцій, що дало змогу визначити фактичну міцність матеріалу. Додатково проведено неруйнівний контроль методом пружного відскоку на декількох характерних елементах споруд.

Для визначення характеристик арматури з пошкоджених вертикальних залізобетонних елементів було відібрано зразки поздовжньої арматури. За

результатами лабораторних випробувань отримано дані щодо міцності та деформативності сталі.

3.2.1.Визначення характеристик бетону неруйнівним методом пружного відскоку

Випробування залізобетонних конструкцій проводилися, залежно від умов доступу, на бокових поверхнях пілонів та діафрагм жорсткості шляхом нанесення горизонтальних ударів бойком склерометра. Під час випробування використовувався молоток Schmidt (рис. 3.7) типу С380 (зав. №1L0753) з енергією удару бойка 2,207 Нм та межею абсолютної похибки визначення величини відскоку ± 1 од. Молоток Schmidt (склерометр) працює за принципом пружного відскоку: стискувана пружиною ударна маса здійснює удар по поверхні бетону, після чого частина енергії повертається у вигляді відскоку бойка, який фіксується у вигляді «числа відскоку». (Величина відскоку прямо пов'язана з поверхневою твердістю матеріалу і емпірично корелює з міцністю бетону, тому за градувальними кривими або локальною каліброваною залежністю число відскоку переводять у розрахункове значення міцності [53]. Метод пружного відскоку полягає у вимірюванні величини відскоку ударного бойка після удару по поверхні бетону. Що більший відскок, то вищою є твердість поверхні, а отже й міцність матеріалу.



Рисунок 3.7 –Загальний вигляд молотка для випробувань бетону Schmidt типу С380

Випробування бетону конструкцій проводилися на пілонах та діафрагмах жорсткості будівель, з метою визначення фактичної міцності бетону на стиск у різних зонах споруди. У кожній контрольній точці було виконано серію із 10–11 ударів у напрямку, перпендикулярному до поверхні конструкції. Отримані значення (табл. 3.2 та 3.3) критерію відскоку H , за яким розраховувалося міцність бетону на стиск f_H відповідно до градуовальної залежності, встановленої згідно з працею [54].

Таблиця 3.2 – Специфікація колон, пілонів та діафрагм жорсткості залізобетонного каркаса будівлі в м. Чернігові

№ з/п	Позначення конструкції	Критерій відскоку, H_i , при напрямку удару											Середнє значення критерію відскоку, H
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	Колона у підвалі	51	52	56	52	54	57	54	56	53	55	56	54,2
2	Колона на 14-му поверсі	44	44	48	44	46	46	44	47	43	46	–	45,2
3	Колона на 16-му поверсі	37	43	52	42	50	42	44	44	43	48	–	44,5
4	Діафрагма жорсткості на 16-му поверсі	42	44	42	51	48	47	42	44	48	48	–	45,6
5	Колона на 16-му поверсі ярус II	48	51	48	46	46	46	46	48	50	48	–	47,7
6	Діафрагма жорсткості на 16-му поверсі ярус II	43	46	48	51	46	47	47	48	46	44	–	46,6

Таблиця 3.3 – Специфікація пілонів та ядер жорсткості залізобетонного каркаса будівлі у м. Київ

№ з/п	Позначення конструкції	Критерій відскоку, H_i , при напрямку удару												Середнє значення критерію відскоку, H
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	Ядро жорсткості на 5-му поверсі	40	46	42	44	42	46	46	40	42	-	-	-	43,1
2	Ядро жорсткості на 10-му поверсі	50	47	47	46	47	50	49	51	51	46	46	44	47,8
3	Ядро жорсткості на 15-му поверсі	50	51	48	51	51	50	50	45	51	52	52	50	50,1
4	Ядро жорсткості на 16-му поверсі	49	47	47	46	49	46	43	45	49	52	51	48	47,7
5	Пошкоджений пілон на 17-му поверсі №1	39	42	49	44	43	47	44	44	45	42	45	43	43,9
6	Пошкоджений пілон на 17-му поверсі №2	46	43	41	39	40	38	39	39	41	41			40,7
7	Ядро жорсткості на 17-му поверсі	41	44	45	42	47	43	42	42	41	45	42	42	43,0

Рівняння залежності «непряма характеристика – міцність» беруть лінійним за формулою (3.1) [17]:

$$f_H = a_0 + a_1 \cdot H, \quad (3.1)$$

де f_H – міцність бетону на стиск; H – непряма характеристика, отримана під час неруйнівного контролю. Коефіцієнти a_0, a_1 визначалися відповідно до методики, наведеної у нормативному документі [17] додатку Ж.

Після побудови градувальної залежності за формулою (3.1) здійснювалося її уточнення шляхом вилученням одиничних результатів, які не задовольняють умову (3.2) [17]:

$$\frac{|f_i - f_{i,H}|}{S} \leq 2, \quad (3.2)$$

де S – залишкове середнє квадратичне відхилення, що визначається відповідно до умов [17]; $f_{i,H}$ – міцність бетону в i -й серії зразків.

Залишкові відхилення S для всіх серій мають близькі значення – у межах 19–21 МПа, що свідчить про подібний рівень варіабельності результатів методу пружного відскоку в межах усіх досліджуваних конструкцій.

Після видалення одиничних результатів градувальна залежність відновлювалася за формулою (3.1) по скоригованих даних випробувань.

Похибка визначення міцності бетону за встановленою залежністю оцінювалася за формулою:

$$\frac{S}{f_{m(N)}} \cdot 100\%, \quad (3.3)$$

де $f_{m(N)}$ – середнє значення міцності бетону за результатами випробувань.

На підставі середніх значень критерію відскоку H , визначених під час неруйнівних випробувань, розраховано середню міцність бетону на стиск $f_{m(N)}$. Отримані значення міцності бетону для будівлі, розташованої в м. Чернігові, змінюються в межах від 26,23 до 26,70 МПа, що відповідає класам бетону від С16/20 до С20/25. Для будинку в м. Києві зафіксований вищий діапазон значень – від 31,19 до 43,70 МПа, що відповідає класам бетону С16/20 до С25/30 (рис.3.8). Проведений аналіз показав, що похибка визначення міцності бетону в серіях становлять 36–47%, що перевищує допустимі норми (12–15%). Така значна варіація зумовлена неоднорідністю бетону за висотою конструкцій, різним вологісним станом та ступенем карбонізації поверхневого шару. Для підтвердження достовірності результатів і уточнення фактичного класу бетону були проведені додаткові випробування методом відбору та дослідження кернів. Фактична міцність бетону в обох будівлях перебуває в межах проєктних класів і демонструє варіацію залежно від типу та поверховості конструктивних елементів.

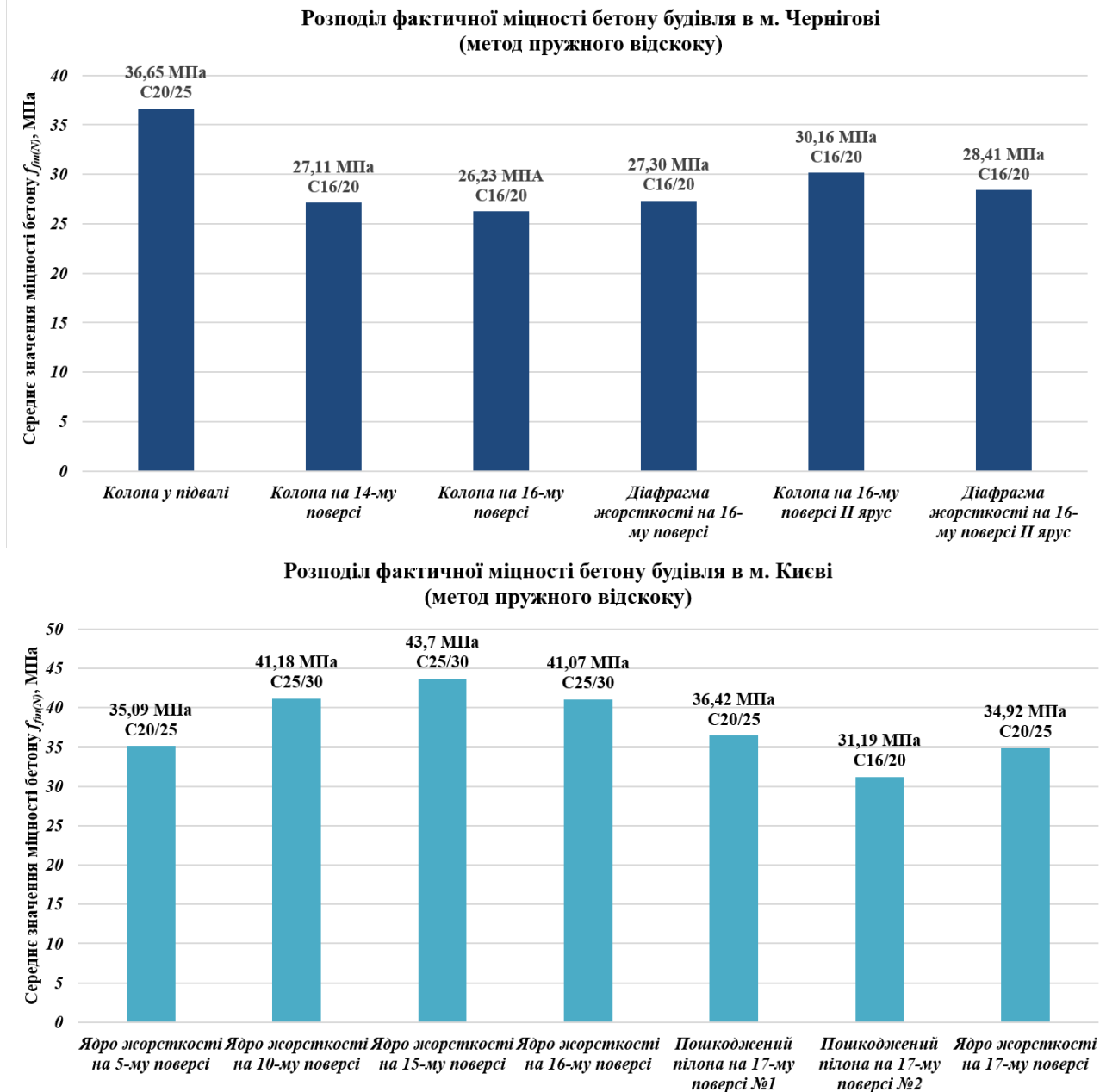


Рисунок 3.8 – Графіки розподілу фактичної міцності бетону з визначенням класів бетону

3.2.2. Визначення характеристик бетону за результатами випробування кернів

З метою підтвердження достовірності результатів, отриманих під час неруйнівного визначення міцності бетону, виконано додаткові випробування кернів, відібраних з пошкоджених залізобетонних конструкцій. Відібрані зразки бетону у вигляді циліндричних кернів (рис. 3.9) були попередньо оброблені відповідно до вимог нормативних документів [14], що передбачає вирівнювання торцевих поверхонь, очищення від пилу та маркування для забезпечення

ідентифікації під час випробування. Після підготовки кожен керн було виміряно з визначенням його геометричних параметрів (табл. 3.4) – діаметра, висоти, маси та густини бетону, що дало можливість уточнити однорідність матеріалу.

Випробування кернів на стиск проводилися на гідравлічному пресі типу ПГ–100 із класом точності, що забезпечує похибку не більше ніж $\pm 1\%$ (рис.3.10). Процес навантаження здійснювався відповідно стандартної методики – зі стабільним зростанням навантаження до моменту руйнування зразка.

Таблиця 3.4 – Геометричні параметри, діаметр, висота, маса та густина зразків бетонних кернів

Номер партії	Номер зразка керна	Діаметр, мм	Висота, мм	Маса, г	Об'єм, см ³	Середня густина, кг/м ³
1	495/22	55,00	75,50	400,64	179,3	2234,7
	496/22	55,00	52,00	274,02	123,5	2219,1
	497/22	55,00	52,00	278,62	124,7	2234,9
	498/22	55,00	52,00	276,03	123,5	2235,4
2	0375/23	64,0	70,0	481,0	225,1	2137,1
	0376/23	64,0	71,0	486,0	228,3	2128,9
	0377/23	64,0	68,0	475,0	218,6	2172,5
	0378/23	64,0	70,0	480,0	225,1	2132,6

Згідно з положеннями нормативного документа [14], було проведено візуальне обстеження зразків бетонних кернів. Під час огляду встановлено, що зразки не мають тріщин, сколів, розшарувань або інших видимих пошкоджень, які могли б вплинути на результат випробування.



Рисунок 3.9 – Відібрані зразки кернів



Рисунок 3.10 – Оброблені зразки кернів, готові до випробування у гідравлічному пресі ПГ–100

Під час випробувань на стиск міцність бетону розраховувалася з точністю до 0,1 МПа за формулою (3.4) [14]:

$$f_{cube} = \frac{(\alpha \cdot F \cdot k_w)}{A}, \quad (3.4)$$

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

Для кожної серії були узагальнені статичні характеристики, що відображають результати проведеного експерименту. Зокрема, визначено середнє значення масштабного коефіцієнта k_s , яке для зразків партії №1 становить 0,18, а для партії №2 відповідно 0,30. Отримані значення характеризують усереднений вплив геометричних розмірів на їхні міцнісні властивості (3.5):

$$k_s = \frac{\sum_{j=1}^n k_j}{n}. \quad (3.5)$$

Окрім цього, розраховано середнє квадратичне відхилення s_k , яке дорівнює 0,162 МПа для партії №1 та 0,125 МПа для партії №2. Зазначений показник відображає рівень розсіювання експериментальних результатів відносно їх середнього значення та дає можливість оцінити стабільність отриманих результатів, за формулою (3.6):

$$s_k = \frac{\sum_{j=1}^n (k_j - \bar{k})^2}{n-1}. \quad (3.6)$$

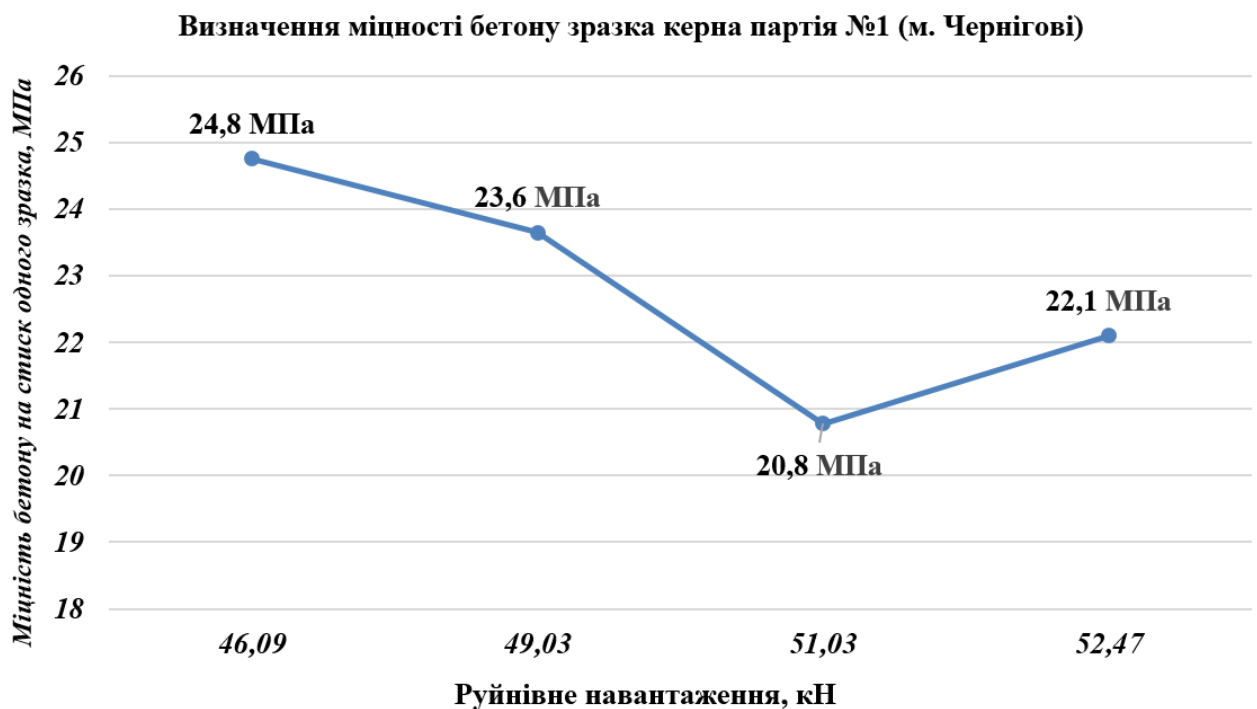
Також за формулою (3.7) визначено коефіцієнт варіації V_c , що для партії №1 становить 0,9 % а для партії №2 відповідно 0,41 %. Значення цього параметра свідчать про однорідність експериментальних даних у межах кожної партії. Усі зазначені показники розраховувалися згідно з вимогами [14].

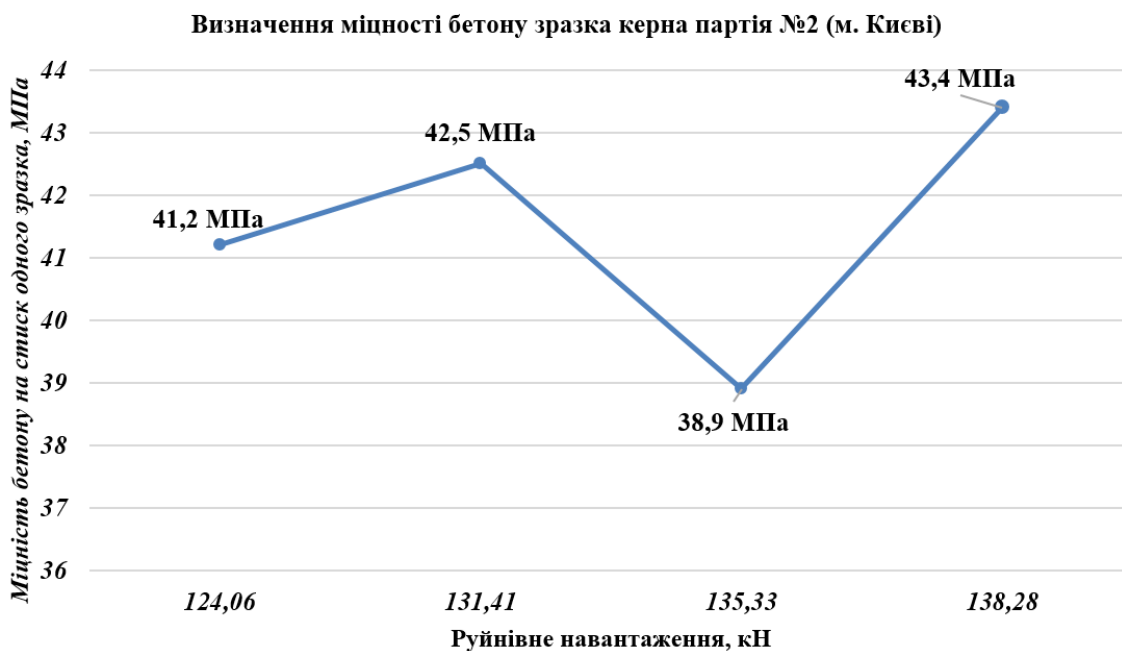
$$V_c = \frac{s_k}{k_j}, \quad (3.7)$$

де n – кількість пар серії зразків, що дорівнює 6; s_k – середнє квадратичне відхилення; k_j – значення масштабного коефіцієнта.

Відповідно до результатів експериментальних випробувань та виконаних розрахунків було досліджено вісім бетонних зразків: чотири зразки партії №1, відібрані з будівлі в м. Чернігові, та чотири зразки партії №2 – з будівлі в м. Києві. У процесі випробувань руйнівне навантаження для зразків партії №1 змінювалося в межах від 46,09 до 52,47 кН, що відповідало індивідуальним значенням міцності бетону на стиск від 20,8 до 24,8 МПа. Для зразків партії №2 зафіксовано значно вищі значення руйнівного навантаження – від 124,06 до 138,28 кН, що відповідає міцності бетону на стиск на рівні 42,2 МПа.

Зафіксована різниця показників перебуває в межах допустимих відхилень для випробувань бетонних кернів, що підтверджує коректність відбору, підготовки та методики випробувань зразків. За результатами оброблення експериментальних даних визначено середні значення міцності бетону на стиск, які становлять 23,50 МПа для партії №1 та 42,4 для партії №2. Отримані результати (рис.3.11) свідчать про відповідність бетону досліджених зразків класам міцності не нижче ніж С12/15 для партії №1 та С25/30 для партії №2.





б

Рисунок 3.11 – Графіки визначення міцності бетону одного зразка:
 а – графік партії №1 в м. Чернігові; б – графік партії №2 в м. Києві

Проведені експериментальні дослідження та статистичне оброблення результатів підтвердили надійність отриманих даних і коректність застосованої методики випробувань бетонних кернів. Установлено суттєву відмінність у рівні міцності бетону між дослідними партіями, що узгоджується з різними умовами виготовлення та експлуатації конструкцій. Середні значення міцності на стиск дали змогу віднести бетон зразків партії №1 до класу не нижче ніж С12/15, а партії №2 до класу С25/30. Низькі значення середнього квадратичного відхилення та коефіцієнта варіації свідчать про високу однорідність матеріалу в межах кожної партії, а визначені масштабні коефіцієнти підтверджують вплив геометричних параметрів зразків на результати випробувань.

3.3.Визначення механічних характеристик арматури

Для оцінювання залишкових механічних властивостей арматурної сталі, вилученої з пошкоджених залізобетонних конструкцій, було відібрано експериментальні зразки арматури. До партії №1 увійшли два арматурні стрижні Ø16 мм, отримані з будівлі в м. Чернігові, тоді як до партії №2 – три зразки арматури Ø12 та три зразки Ø16 мм, відібрані з будівлі в м. Києві (рис.3.12). Проведення випробувань допоможе встановити фактичний стан металу,

визначити зміни його характеристик. Результати досліджень є основою для подальшого оцінювання конструкцій, а також прийняття рішення щодо можливості повторного використання арматури.

Перед початком випробування стрижні були очищені від залишків бетону, іржі та забруднень, що могли вплинути на точність результатів. Під час візуального огляду поверхні арматури видимих дефектів не зафіксовано. Були виміряні основні геометричні параметри арматурних стрижнів, зокрема фактичний діаметр, довжину зразків, площу поперечного перерізу. Геометричні параметри досліджуваних зразків наведені в табл. 3.5.

Після огляду зразки були марковані та підготовлені до розтягувальних випробувань відповідно до вимог чинних стандартів [17]. Випробування проводилися на випробувальній машині ZD-40 (рис.3.13), яка забезпечує можливість точного вимірювання навантажень та деформацій із похибкою не більше ніж $\pm 1\%$.



Рисунок 3.12 – Відібрані арматурні стрижні



Рисунок 3.13 – Зразок арматурного стрижня, закріпленого у випробувальній машині

Таблиця 3.5 – Геометричні параметри досліджуваних зразків арматури

Номер партії	Номер зразка	Діаметр стрижнів, мм	Площа перерізу, мм ²	Довжина, мм
1	493/22	16	150,1	721
	494/22	16	149,6	632
2	0379/23	12	113,04	680
	0380/23	12	113,04	620
	0381/23	12	113,04	624
	0382/23	16	200,96	702
	0383/23	16	200,96	652

	0384/23	16	200,96	658
--	---------	----	--------	-----

Результатами проведених випробувань (табл. 3.6) встановлені основні механічні характеристики арматурної сталі – межа текучості σ_y та тимчасовий опір розриву σ_u – були визначені експериментально відповідно до вимог [17]. Згідно з стандартом [17], межа текучості σ_y визначається як відношення навантаження, за якого починаються пластичні деформації (або умовна межа плинності при 0,2 % деформації), до номінальної площі перерізу. Тимчасовий опір розриву σ_u розраховувався як максимальне навантаження до руйнування зразка, віднесене до номінальної площі поперечного перерізу.

Відносне видовження A після розриву визначали за методом розмітки робочої довжини: початкову довжину L_0 ділили на N рівних частин по 10 мм, наносили контрольні мітки, після руйнування вимірювали подовження між рисками і обчислювали відносне видовження за формулою (3.8):

$$A = \frac{l_{xy} + 2l_{yz} - L_0}{L_0} \cdot 100. \quad (3.8)$$

Модуль пружності визначався у межах пружної деформації згідно рекомендаціями [17] за формулою (3.9):

$$E = \frac{\Delta R}{\Delta e} \times 100\%, \quad (3.9)$$

де ΔR – показник змінення напруження; Δe – змінення відносної деформації.

Таблиця 3.6 – Дані щодо характеристичних зразків робочої арматури

Номер партії	Номер зразка	Межа текучості, МПа	Тимчасовий опір, МПа	Видовження, %	Модуль пружності, МПа
1	493/22	405,15	470,50	22,9	$2,03 \cdot 10^5$
	494/22	406,47	476,66	21,4	
2	0379/23	572,77	659,55	18,3	$2,1 \cdot 10^8$
	0380/23	555,41	659,55	21,7	
	0381/23	555,41	659,55	21,7	
	0382/23	556,50	663,89	20,0	
	0383/23	556,50	659,01	17,5	
	0384/23	556,50	663,89	17,5	

Відповідно до [18] досліджувані арматурні стрижні належать до класу арматурного прокату – партії №1 – А400С та партії №2 – А500С, що узгоджуються з вимогами проєктної документації [53, 54].

За результатами досліджень встановлено, що арматурна сталь не зазнала суттєвої деградації механічних властивостей і за основними показниками відповідає вимогам класів А400С та А500С. Це підтверджує придатність арматури до подальшої експлуатації та дає підстави стверджувати, що пошкоджені залізобетонні конструкції можуть бути відновлені.

Висновки до розділу 3

На основі виконаного візуального та інструментального обстеження будівель встановлено, що їх технічний стан характеризується значними пошкодженнями основних несних елементів, насамперед вертикальних залізобетонних конструкцій – колон, діафрагм жорсткості та пілонів. Аналіз їх фактичного стану здійснювався відповідно до класифікацій ознак пошкоджень та критеріїв оцінювання технічного стану, розглянутих у розділі 1 дисертаційної роботи. Виявлено, що характер пошкоджень відповідає найвищому рівню небезпеки: зафіксовані тріщини різної орієнтації відхилення конструкцій від вертикалі, а також випадки повного локального руйнування окремих елементів.

Під час аналізу зовнішніх ознак дефектів встановлено, що вони свідчать про суттєве порушення цілісності матеріалу конструкцій та втрату їхніх початкових механічних характеристик. Згідно з чинною класифікацією технічного стану будівель і споруд [16], такі пошкодження було віднесено до категорії «аварійний» (категорія 4), що підтверджує критичний характер змін, спричинених механічним впливом.

Унаслідок виконаних неруйнівних та руйнівних випробувань встановлено, що середня міцність бетону на стиск у будівлі в м. Чернігові за даними випробувань кернів становить 23,5 МПа, що відповідає класу бетону не нижче ніж С12/15, тоді як для будівлі в м. Києві середнє значення міцності бетону досягає 42,4 МПа, що відповідає класу С25/30. Діапазон значень міцності, отриманих неруйнівним методом, змінювався від 26,23 до 26,70 МПа для будівлі

в Чернігові та від 31,19 до 43,70 МПа для будівель у Києві, водночас похибка визначення міцності в серіях становила 36–47%, що перевищує допустимі значення 12–15%.

Механічні характеристики арматурної сталі відповідають проєктним вимогам: для партії №1 межа текучості становить близько 405–406 МПа, тимчасовий опір – 470–477 МПа, що відповідає класу А400С; для партії №2 межа текучості знаходиться в межах 555 – 573 МПа, а тимчасовий опір – 659 – 664 МПа, що відповідає класу А500С. Установлено відсутність суттєвої деградації властивостей арматури. Це свідчить про відсутність критичної деградації арматурного каркаса та про можливість його подальшого використання під час проведення ремонтно–відновлювальних робіт.

Отримані результати свідчать про те, що головним критичним чинником, який визначає аварійний технічний стан будівлі, є втрата несної здатності вертикальних залізобетонних елементів через зниження фактичної міцності бетону та розвиток пошкоджень, пов'язаних із механічним впливом. Водночас збереження механічних характеристик арматури дає змогу розглядати можливість відновлення конструкцій.

У контексті наведених результатів роботи обґрунтовується актуальність та необхідність розробленої методики відновлення вертикальних залізобетонних елементів (див. розділ 4). Розроблена методика бере до уваги:

- виявлену неоднорідність бетону та зниження його міцності;
- наявність пошкоджень різного характеру – локальних, наскрізних, таких, що призвели до часткового обвалення;
- фактичний стан арматури, що дає можливість частину елементів реконструювати зі збереженням наявного армування;
- вимоги чинних нормативних документів щодо відновлення та посилення аварійних конструкцій;
- особливості просторової роботи каркасної системи й необхідність відновлення просторової жорсткості будівлі.

РОЗДІЛ 4

ПРАКТИЧНА РЕАЛІЗАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ТА МЕТОДИКА ВІДНОВЛЕННЯ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ АВАРІЙНИХ ВЕРТИКАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

4.1. Розроблення науково обґрунтованої методики відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів

Механічні пошкодження, що виникають у монолітно–каркасних будинках унаслідок механічних руйнувань, призводять до локального або масштабного руйнування бетонного каркаса, часткової втрати поперечного перерізу залізобетонних конструкцій, а також оголення чи корозії арматури. Наслідком таких пошкоджень є зниження несної здатності та просторової жорсткості конструкцій, що робить необхідним системний підхід до їх відновлення та подальшого підсилення.

Для диференційованого підбору технологічних і конструктивних заходів у роботі запропоновано алгоритм оцінювання і класифікації пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів, який подано у вигляді блок–схеми (рис.4.1). Згідно з цією схемою всі пошкодження поділяються на незначні, середні та значні (важкі), для кожного ступеня передбачено конкретний комплекс відновлювальних робіт: від простого очищення та заповнення дефектів бетону до відновлення арматури та монтажу металевої обойми в разі значних пошкоджень.



Рисунок 4.1 – Блок–схема вибору заходів з відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів

Незначні пошкодження характеризуються локальним відколом бетону, поверхневими тріщинами або незначними ослабленнями захисного шару арматури (рис.4.2), за яких фактичний поперечний переріз елемента не змінюється, а несна здатність залишається майже незмінною. У таких випадках відновлювальні роботи спрямовані на усунення дефектів бетону, очищення поверхні та заповнення тріщин ремонтними сумішами без застосування складних конструктивних заходів, що дає змогу оперативно повернути елемент у працездатний стан.



а



б

Рисунок 4.2 – Приклад незначних пошкоджень вертикальних залізобетонних конструкцій:

- а – пошкодження бетону залізобетонного пілона;
б – вертикальна тріщина та пошкодження бетону пілона

Рекомендована технологія та послідовність відновлення (незначних пошкоджень) пошкодженого бетону, включно з наявними тріщинами, раковинами та іншими дефектами, передбачає забезпечення надійної експлуатації залізобетонних конструкцій шляхом відновлення бетонного захисного шару до проєктного стану з гарантуванням належного зчеплення з арматурою.

Для цього доцільно передбачити такі роботи:

- очищення поверхні бетону від оздоблення (штукатурки, фарби);
- видалення пошкодженого і відшарованого бетону, очищення від пилу, бруду і продуктів корозії поверхні бетону та арматури;
- висушування вологих ділянок;

- відновлення поверхні арматури обробленням перетворювачем іржі та спеціальною ґрунтовкою для підвищення адгезії;
- відновлення поверхні бетону глибоко проникаючою ґрунтовкою;
- відновлення захисного шару бетону до проєктного стану;
- зароблянням тріщин в бетоні з розкриттям не більше 0,4 мм спеціальною безусадковою сумішшю, для забезпечення довговічності.

На ринку є багато близьких за властивостями спеціальних сумішей для ремонту і відновлення бетону пошкоджених конструкцій, а також технологій їх застосування.

Як приклад, можна рекомендувати застосування системи полімер-цемент бетону (ПЦБ), розроблену на основі матеріалів Ceresit.

Ключовими продуктами системи є:

- Ceresit CD 30 «2 в 1» – мінеральний, однокомпонентний антикорозійний розчин, який також використовується для контактного влаштування (адгезійного) шару.
- Ceresit CD 25 – ремонтно-відновлювальна дрібнозерниста розчинна суміш для ремонту локальних пошкоджень завглибшки від 5 до 30 мм.
- Ceresit CD 22 – ремонтно-відновлювальна крупнозерниста розчинна суміш для ремонту локальних пошкоджень завглибшки від 10 до 100 мм.
- Ceresit CD 24 – полімерцементна шпаклівка для підготовки бетонних поверхонь під оброблення шаром до 5 мм.

Пошкодження середнього характеру (рис.4.3) вирізняються частковою втратою захисного шару бетону, локальним оголенням арматури та незначним зменшенням поперечного перерізу елементів. У таких випадках конструкції ще зберігають основну несну здатність, проте потребують комплексного ремонту з відновленням геометрії елементів та захисного шару бетону, а також обробленням арматури для запобігання корозії. Відновлювальні роботи проводяться з використанням ремонтних сумішей, що забезпечують належну адгезію до наявного бетону та довговічність ремонту.

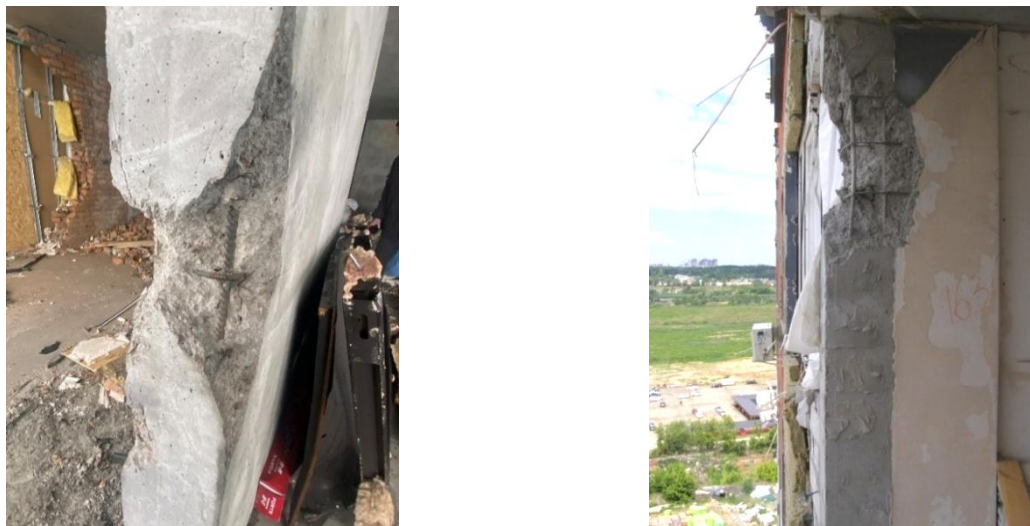


Рисунок 4.3 – Приклад пошкоджень середнього характеру залізобетонних вертикальних конструкцій (Часткове руйнування бетону пілона з оголенням арматурної сітки)

Відновлення пошкоджень середнього характеру рекомендується виконувати у такій послідовності. На першому етапі виконують розчищення з видаленням залишків розчину, після чого арматуру очищають сталевими щітками від продуктів корозії та обробляють перетворювачем іржі.

На підготовлену зону встановлюють і закріплюють контурну сітку з оцинкованого дроту діаметром 1,5–2,0 мм. Далі по периметру пошкодження монтують опалубку зі щілиною у верхній частині, через яку подається бетонна суміш на дрібному щебені фракції 2–3 мм. Для забезпечення щільного заповнення порожнин у зоні стику до бетонної суміші додається пластифікатор, а ущільнення бетону здійснюється методом вібрування.

Після заповнення опалубки бетонною сумішшю щілина у верхній частині додатково заробляється бетоном аналогічного складу. Демонтаж опалубки виконують через 5–7 діб.

(Значні (важкі) пошкодження (рис. 4.4) проявляються у суттєвій втраті поперечного перерізу вертикальних залізобетонних елементів, руйнуванні захисного шару бетону, оголенні та інтенсивній корозії арматури, а також утворенні великих тріщин і раковин. Такі пошкодження значно знижують несну здатність та просторову жорсткість конструкцій, що робить необхідним комплексне відновлення з використанням конструктивних заходів підсилення.



а



б



в

Рисунок 4.4 – Приклад значних (важких) пошкоджень залізобетонних вертикальних конструкцій:

а – руйнування частини діафрагми жорсткості;

б – руйнування в місці примикання плити перекриття до пілона;

в – руйнування частини пілона

Відновлювальні роботи передбачають очищення та оброблення арматури, відновлення бетону до проєктного перерізу, встановлення опалубки та монтаж металевої обійми для забезпечення проєктної несної здатності та довговічності елемента. У цьому підрозділі описано методику відновлення та підсилення (значних пошкоджень) вертикальних залізобетонних елементів від підготовчих робіт та очищення поверхні, відновлення бетону і оброблення арматури, до встановлення опалубки та монтаж металевої обійми, що допомагає системно і

поетапно забезпечити відновлення конструкцій незалежно від ступеня їх пошкодження.

Підготовчі роботи. Підготовчий етап є ключовою складовою технологічного процесу відновлення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів. Саме на цьому етапі формується потрібний стан поверхні та арматурного каркаса, що визначає ефективність подальшого зчеплення ремонтних матеріалів зі старим бетоном. Відповідно до праць українських дослідників [68, 47], якість контактної зони визначає 70–80% міцнісних показників системи «старий бетон – ремонтний матеріал» у процесах відновлення та підсилення.

Згідно з рекомендаціями цих авторів, а також положеннями українських наукових публікацій [64, 51], у сфері відновлення залізобетонних конструкцій, підготовчі роботи мають виконуватися з мінімізацією динамічних впливів на арматуру. Це пов'язано з тим, що надмірні вібраційні навантаження можуть порушити адгезійний зв'язок «арматура – бетон».

З метою забезпечення підготовки дефектних зон та створення умов для формування надійного контактного шару, підготовчі роботи передбачають такі операції:

- по вертикальних площинах пілона, алмазним інструментом виконуються різні з кроком 20–30 мм завглибшки 10–15 мм. Не допускається пошкодження арматури алмазними дисками;
- за допомогою перфоратора, виконується видалення бетону без пошкодження арматури. Видалення бетону на глибину руйнації по кутах виконують перфоратором з малою енергією удару;
- поверхні надається шорсткість перфоратором. Мінімальними та достатніми для шорсткості є виступи та впадини завглибшки 5 мм. Шорсткість необхідна для зчеплення ремонтного дрібнозернистого бетону фракцією 5–10 мм зі старим бетоном;
- з метою зменшення впливу вібрації на зчеплення арматури з бетоном не допускається вплив на арматуру відбійного молотка чи перфоратора.

Наступним етапом після виконання первинного розкриття та очищення дефектних зон є підготовка бетонної основи та оголених арматурних стрижнів, що забезпечує формування якісної контактної поверхні для подальшого нанесення ремонтного дрібнозернистого бетону. Підготовку поверхні бетону та арматури необхідно виконувати згідно з вимогами [1, 3, 9], з дотриманням таких технологічних операцій:

- очищення арматурних стрижнів виконується вручну щіткою;
- масляні та жирні плями підлягають видаленню;
- поверхня бетону очищується від пилу, залишків бетону та інших забруднень, що знижують адгезію ремонтного бетону;
- оголені арматурні стрижні обробляють адгезійно-захисним шаром. Водночас зазор між підготовленою поверхнею бетону та стержнем повинен бути не менше ніж 20 мм;
- до оголених наявних арматурних горизонтальних стрижнів приварюють нову арматуру зі стикуванням не менше ніж 100 мм;
- вертикальні арматурні стрижні з'єднують із новими накладками завширшки не менше ніж 200 мм;
- перед заповненням щілин та простору ремонтним бетоном, потрібно зволожити поверхню протягом 2 – 6 годин;
- безпосередньо перед нанесенням (заповненням) ремонтним бетоном видаляють воду з поверхні бетону стиснутим повітрям. Поверхня бетону повинна мати сірий матовий колір без блиску;
- мінімальна температура бетонної поверхні перед нанесенням (заповненням) ремонтного бетону $+5\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- за температури нижче $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ виконують прогрівання поверхні за допомогою термоматів або пальників.

Улаштування опалубки. Після завершення підготовчих робіт та оброблення поверхні конструктивних елементів встановлюють опалубку, яка забезпечує формування необхідної геометрії відновлювальної ділянки та запобігає витіканню ремонтного матеріалу під час укладання. Опалубка повинна мати достатню жорсткість, герметичність і стійкість, що гарантує збереження проєктних розмірів елемента та стабільні умови твердіння ремонтного бетону. Влаштування опалубки виконується зважаючи на вимоги технологічної безпеки та температурно-вологісний режим:

- влаштувати опалубку з опалубної фанери завтовшки 18–21 мм, що герметизується по краях монтажною піною, щоб уникнути витікання з-під опалубки;
- опалубку прикріпити до залізобетонних конструкцій цвяхами по бетону;
- установити стійкі обпирання типу PERI PER 20-300 або аналогічні;
- за від'ємних температур повітря необхідно з поверхні вкрити опалубку теплоізоляційним матеріалом, щоб запобігти втраті тепла під час твердіння.

Влаштування ремонтного бетону. Для заповнення ремонтованих ділянок застосовується дрібнозернистий бетон із заповнювачем фракції 5–10 мм, що відповідає проєктному класу конструкції. Постачання такого бетону на будівельний майданчик здійснюється міксерами або малогабаритними самоскидами, після чого його подають на необхідні поверхи за допомогою баштового крана та будівельної бадді з проміжним перевантаженням на виносну площадку.

Виконання робіт:

- установити опалубку, між поверхнею перекриття та листом опалубки залишити зазор 1 см. Попередньо у листах опалубки влаштувати отвори діаметром 10 мм для виходу повітря;
- заповнити порожнину пілона, до появи цементного «молочка» крізь зазор 2 мм;
- виконати штикування ремонтного бетону арматурним стрижнем діаметром 10 мм або глибинним вібратором (за можливості);

- виконати пошарове заповнення до видавлювання ремонтного бетону крізь технологічні отвори в опалубці. Отвори заглушити гвинтом М10х30 з шайбою діаметром 25 мм;
- ремонтний бетон нанести на бетонну поверхню та в порожнину вручну за допомогою кельми, терки з нержавійної сталі;
- захистити ремонтний бетон від швидкого висихання за допомогою укриття місця ремонту паронепроникним матеріалом, а в холодну пору – прогріти термоматами до набирання проєктної міцності;
- на ділянці ремонту на час твердіння ремонтного бетону слід забезпечити температуру середовища відповідно до інструкції з використання ремонтного бетону.

Якщо температура повітря нижче ніж -5°C , рекомендовано таке:

- видалити сніг, лід та прогріти основу за допомогою термоматів або пальників;
- забезпечити умови втрати тепла вкладеного ремонтного бетону за допомогою теплоізоляційного матеріалу;
- після закінчення або зупинки робіт інструмент ретельно вимити;
- залишки бетону утилізувати.

Підготовка до монтажу металевої обойми. Підготовка полягає в перевірці стану відновленої бетонної поверхні, розмітці місць монтажу металевої обойми, підготовці анкерів (якщо передбачено), а також у підготовці самої поверхні та арматури для якісного з'єднання «стара конструкція – обойма». Це забезпечує надійне передавання навантажень, довговічність і коректну роботу системи підсилення.

Основні етапи підготовки:

- поверхню колони, на яку монтується обойма, очищають від пилу, залишків бетону, цементного пилу, бруду або інших забруднень, що можуть знизити адгезію;
- наносять розмітку на залізобетонному елементі, де будуть розташовані кутики, стикові шви металевої обойми, кріпильні елементи (болти, анкери, пояси

тощо). Це дає змогу точно встановити обойму та рівномірно розподілити навантаження;

- металеві елементи обробляють очищенням, знепиленням, антикорозійним фарбуванням;
- металеву обойму розміщують навколо колони та тимчасово кріплять, щоб перевірити правильність розташування та ущільнення. Це дає можливість оцінити, чи є щілини, у які може потрапити ремонтний розчин;
- перевіряють, чи відповідає товщина обойми, відстань між старою поверхнею і металом, зазор для заповнення бетоном / розчином, захисний шар новій арматурі (якщо передбачено);
- важливо також перевірити, чи не пошкоджено арматуру або старий бетон під час підготовчих робіт, чи немає, прихованих тріщин (за потреби зробити доробку).

Підсилення металевою обоймою. Після завершення бетонування конструкцій слід забезпечити її витримування до досягнення нормативно необхідної міцності матеріалу (орієнтовно протягом 14-и діб). Після підтвердження достатньої міцності матеріалу опалубку демонтують, після чого переходять до виконання монтажу металевої обойми відповідно до затверджених схем розміщення елементів підсилення.

Порядок виконання робіт з улаштування металевої обойми:

- уздовж висоти залізобетонного елемента монтують вертикальні сталеві смуги, які забезпечують сприйняття поздовжніх зусиль та підвищення жорсткості конструкції;
- у верхній та нижній частинах залізобетонного елемента додатково встановлюють кутникові елементи, що формують замкнуті пояси обойми та забезпечують рівномірний розподіл зусиль;
- у горизонтальних рівнях обойми передбачено монтаж сталевих смуг, що працюють у складі просторового підсилювального каркаса;
- між поверхнею пілона та горизонтальними сталевими смугами встановлюються прокладні пластини, призначені для забезпечення необхідного прилягання та передавання зусиль;

- сталеві смуги та прокладені елементи прикріплюють до тіла пілона анкерними елементами, що гарантують надійність їх роботи у складі підсилювальної системи;

- усі металеві елементи підсилення об'єднують між собою шляхом зварювання, що забезпечує їхню спільну та узгоджену роботу в межах металевої обойми.

Проведений аналіз показує, що механічні пошкодження вертикальних залізобетонних елементів мають різний ступінь впливу на їхню несну здатність і, відповідно, потребують диференційованого підходу до відновлення. Запропонована класифікація пошкоджень та поетапна методика ремонту – відновлювальних робіт дають можливість системно підійти до відновлення конструкцій – від локального ремонту захисного шару до комплексного підсилення із застосуванням металевих обойм. Такий підхід забезпечує відновлення проєктної несної здатності, просторової жорсткості та довговічності залізобетонних елементів в умовах післяаварійної експлуатації.

У цій роботі пропонується підхід до відновлення несної здатності будівель у випадках повного або майже повного руйнування вертикальних залізобетонних елементів (рис.4.5), за якого стандартні ремонтно–відновлювальні заходи технічно недоцільні або неможливі.



а



б

Рисунок 4.5 – Зруйновані залізобетонні елементи:

а – діафрагма жорсткості; б – відсутність (руйнування) нижнього пілона

Суть запропонованого рішення полягає у заміні зруйнованого залізобетонного елемента металевими стояками (рис.4.6), які беруть на себе функцію несних елементів і забезпечують передавання навантажень від перекриттів та верхніх конструкцій.



а



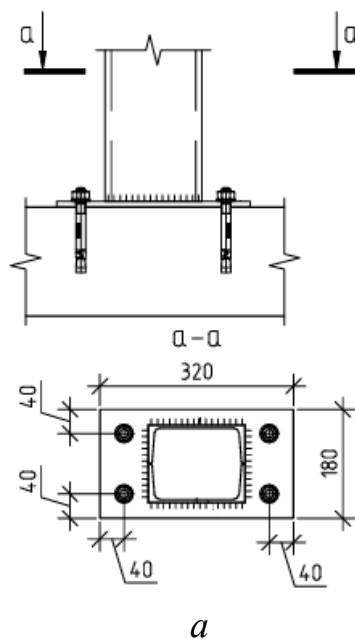
б

Рисунок 4.6 – Підсилення металевими стояками залізобетонних елементів:
а – у діафрагмі жорсткості; б – у зруйнованому пілоні

Запропонований варіант передбачає підбір перерізу металевих стояків беручи до уваги величини навантажень, які вони повинні сприймати, умови їхньої роботи на стиск, а також геометричних параметрів і способу закріплення. Водночас особлива увага приділяється забезпеченню стійкості металевих стояків, оскільки внаслідок значної висоти та обмежених умов обпирання вони працюють як гнучкі стиснуті елементи.

Обґрунтування вибору перерізу базується на оцінюванні несної здатності сталевих елементів з огляду на можливе зниження ефективності внаслідок втрати стійкості. Для підвищення надійності роботи конструкції перевага надається таким типам перерізів, які характеризуються підвищеною жорсткістю та стабільною формою, зокрема замкненим або складеним сталевим профілем.

У межах запропонованого підходу передбачається надійне закріплення металевих стояків (рис.4.7) до нижніх і верхніх конструкцій будівлі, що дає змогу зменшити їхню розрахункову довжину та забезпечити спільну роботу з наявними елементами. За потреби металеві стояки можуть об'єднуватися між собою горизонтальними або діагональними елементами, що додатково підвищує просторову жорсткість системи.



б

Рисунок 4.7 – Закріплення металевих стійок до конструкцій будівлі:
а – варіант закріплення до нижньої конструкції;
б – варіант закріплення до верхньої конструкції

У варіанті закріплення до верхньої конструкції будівлі до влаштованого металевому стояка були приварені болти, на які встановлюється металевий профіль, орієнтований у напрямку до верхньої залізобетонної конструкції. Після монтажу профілю виконувалося регулювання положення за допомогою гайок, які підкручувалися до моменту щільного контакту металевому профілю з нижньою поверхнею верхньої залізобетонної конструкції, що забезпечував передавання вертикального навантаження без зазорів.

Після досягнення необхідного притиску між металевим стоком та металевим профілем, який спирається на верхню залізобетонну конструкцію, встановлювалася металева пластина, що виконувала функцію жорсткого

заповнення та елемента вирівнювання контакту. Вказана пластина обварювалася по контуру суцільним зварним швом, унаслідок чого формувався жорсткий з'єднувальний вузол, здатний забезпечити спільну роботу металевого стояка, профілю та верхньої залізобетонної конструкції.

У варіанті закріплення до нижньої конструкції застосовується традиційніше конструктивне рішення. До поверхні нижньої залізобетонної конструкції встановлюється опорна металева пластина, яка анкерується чотирма анкерними болтами з глибиною закладання не менше ніж 200 мм, що забезпечує надійне передавання зусиль та запобігає вириванню анкера.

Після монтажу та фіксації опорної пластини металевий стояк приварюється до пластини по всьому контуру суцільним зварним швом, у наслідок чого формується жорсткий опорний вузол. У верхній частині встановлюється металевий профіль, який монтується впритул до нижньої поверхні верхньої залізобетонної конструкції, забезпечуючи безпосередній контакт та ефективне передавання вертикальних навантажень.

Отже, для незначних і середніх пошкоджень достатньо виконання ремонтно-відновлювальних робіт із відновленням захисного шару бетону та обробкою арматури, тоді як при значних ушкодженнях необхідне застосування конструктивних заходів підсилення, зокрема металевих обойм. Окремо зазначено, що у випадках дуже зруйнованих елементів, коли їх несна здатність істотно знижена або втрачена, доцільним є улаштування тимчасових металевих стояків для підсилення. Такі стояки забезпечують тимчасове сприйняття навантажень, підвищують загальну стійкість конструктивної системи та дають змогу безпечно виконувати подальші роботи з відновлення або заміни пошкоджених елементів.

4.2.Порівняльний аналіз варіантів ремонту і повної відбудови пошкоджених будівель

У цьому підрозділі здійснено порівняльний аналіз двох підходів до відновлення багатоповерхової житлової будівлі, що зазнала аварійних пошкоджень унаслідок надзвичайних впливів. Перший підхід передбачає

відновлення об'єкта шляхом розбирання (демонтажу) пошкоджених поверхів із подальшим приведенням будівлі до безпечного експлуатаційного стану. Другий підхід базується на виконанні ремонтно-відновлювальних робіт з підсиленням несних та огорожувальних конструкцій пошкоджених поверхів без їх повного демонтажу.

Метою проведеного аналізу є комплексне оцінювання технічної доцільності, економічної ефективності та експлуатаційної надійності зазначених підходів з огляду на вимоги безпеки, довговічності конструкцій і раціональне використання матеріальних та фінансових ресурсів. Отримані результати слугують підґрунтям для раціонального вибору оптимального способу відновлення аварійно пошкоджених багатоповерхових житлових будівель.

4.2.1. Вихідні параметри та основні характеристики пошкоджень

Будівля, відновлена шляхом розбирання, є монолітно-каркасним житловим будинком заввишки 27 поверхів. Унаслідок аварійного впливу вибуху були пошкоджені вертикальні несні елементи та міжповерхові перекриття на ділянці 18–22 поверхів. Зафіксовані такі пошкодження (рис.4.8):

- пілон на 19-му поверсі зруйнувався та обвалився на висоту 18–21 поверхів, водночас його вціліла частина на рівні 22–26 поверхів залишилася завислою без опори завдяки підтримці прилеглими ділянками перекриттів. На рівні 18-го поверху пілон має значні пошкодження: зрізання зовнішньої грані бетону, обривання поздовжньої арматури та хомутів;
- пілон, який повністю зруйнувався на 20-му поверсі, на рівні 19-го поверху демонструє значні пошкодження у вигляді виколів із площини, а частина пілона на рівні 21–26 поверхів залишається завислою без опори;
- пілони на 20-му поверсі збереглися, проте мають значні пошкодження у вигляді наскрізних перехресних косих тріщин, відколів захисного шару бетону, поперечного зміщення до 30 см та зрізу бетону з випученням арматури;
- пілони в рівнях 18-го, 19-го і 21-го поверхів характеризуються косими наскрізними тріщинами розкриття завширшки до 3 мм та слідами пожежі на поверхнях 18-го поверху;

- перекриття над 18–21 поверхами частково обвалилися, водночас плити 21-го поверху залишаються завислими у вертикальному положенні на арматурі. Пошкодження перекриттів містить тріщини та розлом завширшки 1–8 мм, значні прогини, а також злам плити між осями 3–4 на 21-му поверсі. Виколювання спостерігаються над колонами на 19-му та 20-му поверхах, а також аналогічні тріщини зафіксовані у плиті перекриття над 26-м поверхом;
- зовнішні самонесні цегляні стіни повністю зруйновані на висоті 18–21 поверхів, водночас на рівні 22-го поверху частина стін залишається завислою без опор через обвал перекриття.

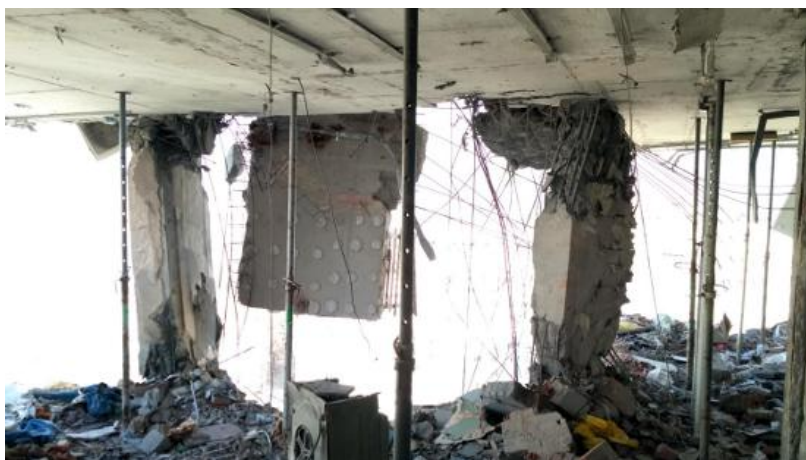


Рисунок 4.8 – Зафіксовані пошкодження багатоповерхової житлової будівлі

Обсяг безпосередніх руйнувань будинку внаслідок вибуху, оцінений за площею зруйнованих та сильно пошкоджених перекриттів на рівнях 18–22 поверхів, становить 320 м², що приблизно 2,2 % від загальної площі житлової частини будівлі. Несні та огорожувальні конструкції внаслідок вибуху, що не можуть експлуатуватися, на 18–27 поверхах становить 790 м², або 11,2 % від загальної площі житлової частини будинку. Будівля, відновлена шляхом ремонту та підсилення пошкоджених поверхів, детально описана у розділі 3 дисертаційної роботи.

4.2.2.Відновлення шляхом розбирання поверхів.

Сутність методу полягає у демонтажі аварійно пошкоджених поверхів з подальшим відновленням будівлі, що може передбачати як зменшення поверховості, так і надбудову нових поверхів. У цьому разі демонтаж пошкоджених конструкцій слід виконувати так, щоб послідовно зменшувалося

навантаження на пілони, які зазнали найбільших пошкоджень. Роботи з відновленню конструкцій повинні здійснюватися відповідно до первісного проекту з додатковим розробленням вузлів з'єднання відновлених елементів з частинами будівлі, що залишилися цілими.

Перевагами такого методу є:

- повне видалення пошкоджених конструктивних елементів;
- зменшення ймовірності наявності прихованих дефектів;
- спрощення побудови та аналізу розрахункових моделей.

Недоліки методу такі;

- значні обсяги демонтажних робіт (табл.4.1);
- високі витрати та тривалі строки виконання робіт;
- утворення значної кількості будівельних відходів.

Таблиця 4.1 – **Відомість обсягів демонтажу основних елементів будинку**

№ з/п	Поверхи	Елементи будинку	Обсяг необхідного демонтажу, м ³
1	17-й поверх	Залізобетонні пілони	1,0
2		Плити перекриття	-
3	18-й поверх	Залізобетонні пілони	3,6
4		Плити перекриття	3,9
5	19-й поверх	Залізобетонні пілони	3,6
6		Плити перекриття	19,9
7	20-й поверх	Залізобетонні пілони	2,6
8		Плити перекриття	19,9
9	21-й поверх	Залізобетонні пілони	3,6
10		Плити перекриття	20,0
11	22-й поверх	Залізобетонні пілони	4,7
12		Плити перекриття	23,3
13	23-й поверх	Залізобетонні пілони	4,7
14		Плити перекриття	22,1
15	24-й поверх	Залізобетонні пілони	4,7
16		Плити перекриття	22,1
17	25-й поверх	Залізобетонні пілони	4,7
18		Плити перекриття	22,1
19	26 -й поверх	Залізобетонні пілони	3,8
20		Плити перекриття	22,1
21	27-й поверх	Залізобетонні пілони	1,4
22		Плити перекриття	18,2

Для оцінювання економічної ефективності відновлення пошкоджених конструкцій будівлі виконано розрахунок вартості основних будівельно–монтажних робіт, пов'язаних із відновленням залізобетонних пілонів і міжповерхових перекриттів у межах 18–27 поверхів. Відновлення конструкцій передбачає застосування бетону класу C25/30 та арматури класу A500C відповідних діаметрів. Розрахунок має орієнтовний характер і спрямований на порівняльне оцінювання економічної доцільності прийнятого технічного рішення.

Загальний обсяг бетону, необхідного для відновлення конструкцій, становить близько 232 м³, з яких приблизно 38 м³ припадає на пілони, а близько 194 м³ на міжповерхові перекриття завтовшки 200 мм. За середньою ринковою вартістю товарного бетону класу C25/30 на рівні близько 4,2 тис. грн за 1 м³, загальні витрати на бетон для відновлення конструкцій оцінюються орієнтовно в 1,0 млн грн.

Витрати на арматуру визначені з урахуванням прийнятих коефіцієнтів армування для пілонів і плит перекриття. Для пілонів із перерізом 1200x350 мм висотою поверху 2,8 м взято середню витрату арматури близько 150 кг на 1 м³ бетону, а для плит перекриття завтовшки 200 мм – близько 110 кг на 1 м³. Загальна маса арматури, необхідної для відновлення конструкцій, становить орієнтовно 27 т. За середньою вартістю арматури класу A500C на рівні близько 38 тис. грн за тонну, загальні витрати на арматуру оцінюються приблизно в 1.0 – 1.1 млн грн.

Значну частку у загальній вартості відновлення становлять опалубочні роботи, які включають оренду, монтаж і демонтаж опалубки для пілонів та перекриттів у висотній частині будівлі. З урахуванням складності робіт на рівні 17–27 поверхів, орієнтована вартість опалубних робіт оцінюється на рівні близько 0,7 – 0,8 млн грн.

Додаткові витрати пов'язані з подаванням та укладанням бетону, які в умовах висотного будівництва виконуються із застосуванням автобетононасосів. Середня вартість подавання та укладання бетону для зазначених умов становить

орієнтовно 500 грн за 1 м³, що відповідає загальним витратам близько 0,12 млн грн.

Отже, сумарна орієнтовна вартість відновлення шляхом розбирання поверхів у межах 17–27 поверхів, з урахуванням витрат на бетон, арматуру, опалубні роботи та подавання бетону, становить близько 2,8 – 3,0 млн грн.

4.2.3. Відновлення шляхом ремонту та підсилення поверхів

Запропонований підхід передбачає збереження проєктної поверхні будівлі шляхом виконання комплексу ремонтно–відновлювальних робіт і підсилювальних заходів для пошкоджених конструктивних елементів. Основне завдання цього підходу відновлення несної здатності та експлуатаційної придатності будівлі без зміни її просторово–планувальних характеристик.

До основних заходів відновлення належать: відновлення бетонного перерізу конструкцій із застосуванням спеціалізованих ремонтних сумішей; підсилення колон і пілонів за допомогою залізобетонних обойм або композиційних матеріалів; ін'єктування тріщин з метою відновлення цілісності бетону та забезпечення сумісної роботи елементів; локальна заміна пошкоджених ділянок міжповерхових перекриттів.

Превагами зазначеного методу є збереження поверхності та корисної площі будівлі, зменшення обсягів демонтажних робіт, скорочення загальної тривалості виконання відновлювальних заходів, а також економічна доцільність порівняно з варіантами часткового або повного демонтажу будівлі.

Разом із тим, застосування цього підходу має певні обмеження. До основних недоліків належать потреба у проведенні детальної інженерно–технічної діагностики пошкоджених конструкцій, висока залежність ефективності відновлення від якості виконання ремонтно–підсилювальних робіт, а також необхідність постійного контролю залишкової несної здатності конструктивних елементів на етапі виконання робіт і в процесі подальшої експлуатації будівлі.

Пошкоджений пілон Г–подібної форми має габаритні розміри 1400x1050 мм за товщини 300 мм та висоти 2,82 м. Пошкодження охоплюють

більшу частину пілона по довжині, водночас зруйновано близько 64 % його об'єму. Орієнтовний об'єм бетону, необхідний для відновлення пілона, становить близько 0,8 м³, що відповідає витратам на бетон у межах 3–4 тис. грн.

Окрім того, пошкоджена діафрагма жорсткості розмірами 16,7х1,65 м за товщини 300 мм і висоти 2,82м, з якої підлягає відновленню 64 %. Об'єм бетону для ремонту діафрагми жорсткості становить близько 15 м³, що зумовлює витрати на бетон орієнтовно на рівні 60–65 тис. грн.

Отже, сумарний об'єм бетону, необхідний для відновлення перекриттів, пілона та діафрагми жорсткості, становить близько 32 м³, а загальна вартість бетону оцінюється орієнтовно у 130–140 тис. грн.

Витрати на арматуру А400С визначені зважаючи на характер конструкцій та обрані коефіцієнти армування. Для плит перекриття та вертикальних елементів середня витрата арматури взята на рівні 100–130 кг на 1 м³ бетону. За таких умов загальна маса арматури для відновлення становить близько 3,5–4,0 т. За середньої вартості арматури класу А400С на рівні близько 36–38 тис. грн за тонну, витрати на арматуру оцінюються орієнтовно у 130–150 тис. грн.

Додаткові витрати пов'язані з виконанням опалубних робіт, які передбачають улаштування та демонтаж опалубки для пілона, діафрагми жорсткості та локальних ділянок перекриттів. Беручи до уваги середню складність робіт на рівні 14–16 поверхів, вартість опалубних робіт оцінюється орієнтовно у 120–150 тис. грн. Витрати на подавання та укладання бетону із застосуванням автобетононасоса складають приблизно 500 грн за 1 м³, що відповідає сумі приблизно 15–20 тис. грн.

Отже, сумарна орієнтовна вартість ремонтно–відновлювальних робіт для конструкцій, пошкоджених на рівнях 14–16 поверхів, з урахуванням витрат на бетон, арматуру, опалубні роботи та подавання бетону, становить близько 0,40–0,45 млн грн. Отримані результати підтверджують економічну доцільність застосування методу відновлення з локальним ремонтом і підсиленням конструкцій, що дає змогу зберегти поверховість будівлі та уникнути значно

більших витрат, пов'язаних із демонтажем і повторним зведенням конструктивних елементів.

Проведений порівняльний аналіз табл. 4.2 показує, що локальне відновлення та підсилення конструкцій на рівнях 14–16 поверхів дає можливість зменшити сумарні витрати приблизно на 83 % порівняно з варіантом демонтажу та відновлення конструкцій у межах 17–27 поверхів. Така значна економія зумовлена зменшеними обсягами демонтажних робіт, меншим використанням матеріалів та скороченням тривалості виконання робіт.

Таблиця 4.2 – Економічне порівняння методів відновлення будівель

Показник	Демонтаж пошкоджених поверхів і відбудова	Ремонт та підсилення конструкцій
Поверхи робіт	17–27 поверхи	14–16 поверхи
Основні роботи	Демонтаж, нове бетонування пілонів і перекриттів	Локальний ремонт пілонів, діафрагм жорсткості і перекриттів
Орієнтовний об'єм бетону	$\approx 232 \text{ м}^3$	$\approx 32 \text{ м}^3$
у тому числі пілони	$\approx 38 \text{ м}^3$	$\approx 0,8 \text{ м}^3$
перекриття	$\approx 194 \text{ м}^3$	$\approx 16\text{--}17 \text{ м}^3$
діафрагми жорсткості	—	$\approx 15 \text{ м}^3$
Вартість бетону	$\approx 1 \text{ млн грн}$	$\approx 130\text{--}140 \text{ тис. грн}$
Витрати арматури	$\approx 27 \text{ т}$	$\approx 3,5\text{--}4 \text{ т}$
Вартість арматури	$\approx 1,0\text{--}1,1 \text{ млн грн}$	$\approx 130\text{--}150 \text{ тис. грн}$
Опалубні роботи	$\approx 700\text{--}800 \text{ тис. грн}$	$\approx 120\text{--}150 \text{ тис. грн}$
Подавання та укладання бетону	$\approx 100\text{--}120 \text{ тис. грн}$	$\approx 15\text{--}20 \text{ тис. грн}$
Інші будівельно-монтажні роботи	$\approx 200\text{--}300 \text{ тис. грн}$	$\approx 80\text{--}100 \text{ тис. грн}$
Загальна вартість робіт	$\approx 2,8\text{--}3,0 \text{ млн грн}$	$\approx 0,40\text{--}0,45 \text{ млн грн}$
Економія коштів	—	$\approx 83 \%$

Висновки до розділу 4

Виконано комплексний аналіз практичної реалізації результатів досліджень та розроблено науково обґрунтовану методику відновлення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель, пошкоджених унаслідок надзвичайних впливів. Показано,

що характер і ступінь механічних пошкоджень істотно впливають на залишкову несну здатність, просторову жорсткість і експлуатаційну надійність конструкцій, що зумовлює необхідність диференційованого підходу до вибору ремонтно-відновлювальних і підсилювальних заходів.

Запропоновано алгоритм оцінювання та класифікації пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів із поділом їх на незначні, середні та значні (важкі). Для кожної категорії обґрунтовано відповідний комплекс технологічних і конструктивних рішень — від локального ремонту захисного шару бетону та оброблення арматури до відновлення геометрії перерізу і застосування металевих обойм. Такий підхід дає можливість забезпечити системність прийняття рішень і підвищити ефективність відновлювальних робіт.

Детально розглянуто технологічну послідовність виконання ремонтних заходів, зокрема підготовчі роботи, очищення та оброблення бетону й арматури, улаштування опалубки, укладання ремонтного дрібнозернистого бетону, а також умови твердіння з урахуванням температурно-вологісного режиму. Обґрунтовано ключову роль якості контактної зони «старий бетон — ремонтний матеріал», яка значною мірою визначає довговічність і надійність відновлених елементів. Показано, що дотримання технологічних вимог на підготовчому етапі критично важливе для забезпечення сумісної роботи наявних і відновлених конструкцій.

Для випадків значних ушкоджень запропоновано методику підсилення вертикальних елементів за допомогою металевих обойм, яка забезпечує відновлення проєктної несної здатності та підвищення просторової жорсткості. Окремо розглянуто ситуації майже повного або повного руйнування елементів, де стандартні ремонтні заходи недоцільні. Для таких умов запропоновано застосування металевих стояків як тимчасових або замінних несних елементів, здатних ефективно передавати навантаження та забезпечувати стійкість конструктивної системи на період подальших відновлювальних робіт.

У розділі також виконано порівняльне оцінювання двох підходів до відновлення пошкоджених багатоповерхових будівель: демонтаж аварійних

поверхів і локальний ремонт та підсилення. Показано, що за умови збереження залишкової несної здатності конструкцій другий підхід технічно доцільний і економічно ефективний, оскільки дає можливість зберегти поверховість будівлі та зменшити витрати більш ніж на 83 % порівняно з варіантом повного демонтажу.

Загалом результати розділу 4 підтверджують, що запропонована методика відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів є ефективним інструментом гарантування безпечної післяаварійної експлуатації будівель і може бути рекомендована для практичного застосування у проєктній та будівельній практиці.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Технічне обстеження аварійних монолітно–каркасних будівель виконано для низки об'єктів, серед яких будівлі в м. Чернігові та м. Києві були обрані як характерні приклади для детального аналізу. За результатами проведених обстежень встановлено характер і ступінь пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів конструктивної системи – колон, пілонів та діафрагм жорсткості. Дослідження показали, що в зонах аварійного впливу ступінь пошкодження перерізів цих елементів варіюється від 2 % до 65 %, що призводить до суттєвого зниження їх фактичної несної здатності.

2. Досліджено фізико–механічні характеристики матеріалів конструкцій із застосуванням неруйнівних і руйнівних методів контролю. Встановлено зниження міцності бетону на 10–20% порівняно з проєктними значеннями, що спричиняє зниження несної здатності пошкоджених елементів.

3. Виконано розрахункове моделювання конструктивної системи будівель, зважаючи на пошкодження вертикальних елементів, та проведено розрахунок на прогресуюче обвалення. Виявлено, що локальні пошкодження несних елементів призводять до перерозподілу внутрішніх зусиль у каркасі та підвищують ризик розвитку прогресуючого обвалення.

4. Визначено коефіцієнт зменшення несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів, що відображає співвідношення фактичної і проєктної несної здатності. Для помірно пошкоджених елементів коефіцієнт становить 0,75–0,85, а для значно пошкоджених або частково зруйнованих – 0,55–0,70. Значення менше ніж 0,70 свідчить про втрату нормативної несної здатності та необхідність виконання відновлювальних або підсилювальних робіт.

5. За результатами досліджень встановлено, що локальні пошкодження суттєво впливають на напружено–деформований стан вертикальних залізобетонних елементів, причому характер цього впливу визначається їх розташуванням по висоті конструкції. Виявлено, що пошкодження викликають перерозподіл зусиль і концентрацію напружень переважно в зоні пошкодження та у вище розташованих елементах, тоді як елементи нижніх поверхів зазнають

меншого впливу. Це підтверджує залежність напружено–деформованого стану від висотного рівня пошкодження та необхідність його врахування при оцінці технічного стану конструкцій.

6. Удосконалено методику відновлення та підсилення аварійних вертикальних залізобетонних елементів монолітно–каркасних будівель, що передбачає відновлення бетонного перерізу, улаштування металевих обойм та застосування замінних металевих стояків. Методика допомагає компенсувати втрату несної здатності та забезпечує відновлення експлуатаційних характеристик конструкцій.

7. Проведене оцінювання ефективності запропонованих рішень показало, що застосування методики підсилення забезпечує підвищення просторової жорсткості каркасної системи на 20–30 %, зменшує нерівномірність деформацій і знижує ризик прогресуючого руйнування.

8. Техніко–економічний аналіз засвідчив, що локальне підсилення аварійних елементів замість демонтажу поверхів дає змогу зберегти конструктивну схему будівлі, функціональність, поверховість та скоротити витрати на відновлення більш ніж на 80 %.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН А.1.1-94:2010. Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення. Зі змінами № 1, № 2. [Чинні від 01-09-2022]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 19 с.
2. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинні від 01-10-2007]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 75 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1. [Чинні від 01-10-2007]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2006. 48 с.
4. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1. [Чинні від 01-09-2022]. Вид. офіц. Київ: УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. 30 с.
5. ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. [Чинні від 01-01-2020]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 53 с.
6. ДБН В.2.2-15:2019 Житлові будинки. Основні положення. [Чинні від 01-09-2022]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. 41 с.
7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинні від 01-01-2019]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 36 с.
8. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинні від 01-06-2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.
9. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 01.06.2020]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
10. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). [Чинні від 01-07-2013]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2010. 312 с.

11. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)). [Чинний від 01-07-2013]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2008. 88 с.
12. ДСТУ Б В.3.1-2:2016. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд. [Чинний від 01-04-2017] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2017. 68 с.
13. ДСТУ Б В.2.7-220:2009. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю. [Чинний від 01-09-2010]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 24 с.
14. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. [Чинний від 01-09-2010]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
15. ДБН В.1.2-6:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість. [Чинні від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Міністерство розвитку громад та територій України, 2021. 31 с.
16. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. [Чинний від 01-09-2024]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. 73 с.
17. ДСТУ ISO 6892-1:2019. Металеві матеріали. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури (ISO 6892-1:2016, IDT). [Чинні від 01.07.2020]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 69 с.
18. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. [Чинний від 01-08-2019]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. 28 с.
19. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 01-06-2022]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2011. 166 с.
20. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019. 624 p.

21. ACI 562-19. Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019. 76 p.
22. ACI 440.2R-17. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2017. 134 p.
23. ACI 440.1R-15. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2015. 88 p.
24. ASCE/SEI 41-17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017. 566 p.
25. ASTM C597-16. Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete. – ASTM International, 2016.
26. ASTM C805-18. Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete. – ASTM International, 2018.
27. ASTM C876-15. Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. – ASTM International, 2015.
28. CSA A23.1-19 / A23.2-19. Concrete materials and methods of concrete construction : Test methods and standard practices for concrete. – CSA Group, Toronto, 2019.
29. CSA A23.3-19: Design of Concrete Structures.
30. CSA S806-12 (R2017): Design and Construction of Building Components with Fibre – Reinforced Polymers.
31. CSA S6-19: Canadian Highway Bridge Design Code.
32. CNR-DT 200 R1/2004. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Rome: National Research Council (CNR), 2004. – 145 p.
33. EN 1504-3:2005. Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity – Part 3: Structural and non-structural repair. Brussels: CEN, 2005. – 46 p.

34. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004). Брюссель: CEN, 2004. 225 p.
35. EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2005. 225 p.
36. fib (2016). Model Code for Concrete Structures 2010 (Final draft, September 2012, including 2013–2016 amendments). Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 434 p.
37. fib Bulletin 14. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2001. 138 p.
38. Бабич Є. М. Залізобетонні конструкції: навч. посіб. Київ: Каравела, 2010. 432 с.
39. Бабич Є. М., Перельмутер А. В. Будівельна механіка: приклади і задачі: навч. посіб. Київ: КНУБА, 2006. 512 с.
40. Бабич Є. М., Перельмутер А. В. Будівельна механіка конструкцій: навч. посіб. Київ: Каравела, 2004. 528 с.
41. Бамбура А., Дорогова О., Петрук Ю. Напружено-деформований стан, несуча здатність та момент виникнення тріщин постнапружених згинних залізобетонних елементів за модифікованим деформаційним методом. *Наука та будівництво*. 2025. № 24 (2) URL: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v24i2.2>
42. Бамбура А. М., Сазонова І. Р., Дорогова О. В., Войцехівський О. В. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / за ред. А. М. Бамбури. Київ: НУБіП, 2019. 240 с.
43. Барабаш М. С., Ромашкіна М. А., Башинська Т. С. Вплив закритичних навантажень на несучу здатність висотної будівлі: матеріали XI Міжнар. наук.–практ. конф. «ABIA–2015». Київ: НАУ, 2015. Т. 4. С. 25.60 – 25.63.
44. Барашиков А. Я., Сирота М. Д. Надійність будівель і споруд. Київ : Ін-т системних досліджень освіти, 1993. 202 с.
45. Барашиков А. Я., Гомілко В. О., Малишев О. М. Технічна експлуатація будівель і міських територій: підручник. Київ: Вища школа, 2000. 112 с.

46. Бліхарський З. Я., Хміль Р. Є. Ефективність додаткового армування позацентрово стиснутих залізобетонних колон, підсилених за дії експлуатаційного рівня навантаження. Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер: Архітектура і сільськогосподарське будівництво, Львів, 2013. № 14. С.127-134.
47. Бліхарський З. Я. Реконструкція та підсилення будівель і споруд: навч. посіб. Львів: Вид. Львівської політехніки, 2008. 108 с.
48. Будівництво багатоквартирного 16-поверхового житлового будинку зі вбудовано-прибудованими приміщеннями соціального призначення по вул. Войкова, 27 у м. Чернігові : робоча документація : НІАЛПІ «Інтерархпроект». Чернігів, 2006. Шифр 010-06-АС. – 160 с.
49. Бондаренко В. М., Мірошніченко В. М. Опір матеріалів і конструкцій: навч. посіб. Київ: Вища шко. 2007. 455 с.
50. Голишев О. Б., Бамбура А. М. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону. Київ: Логос, 2004. 340 с.
51. Губій М. М., Клименко Є. В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навч. посібн. Полтава: Полтав. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2000. 147 с.
52. Дубинець О. Г. Обстеження та випробування будівель і споруд: навч. посіб. Полтава: ПНТУ, 2015. 168 с.
53. ДП НДІБК. Звіт про детальне та інструментальне обстеження конструкції житлового будинку по вул. В'ячеслава Чорновола, 15а у м. Чернігові, конструкції якого пошкоджено внаслідок бойових дій : Виконано за договором №8459 з Управлінням житлово-комунального господарства Чернігівської міської ради. Київ, 2022. С.91.
54. ДП НДІБК. Звіт за результатами детального та інструментального обстеження житлового будинку по вул. Митрополита Василя Липківського, 37В, пошкодженого внаслідок військових дій. Виконано за договором №8847 від 25.08.2023 р. з КП «КИЇВЕКСПЕРТИЗА». Київ, 2023.

55. Журавський О. Д., Поважнюк О.Ю. Особливості відновлення збірних залізобетонних ребристих плит покриттів промислових будівель, зруйнованих обстрілами. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2024. № 15. С. 185–195. URL: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.185-195>
56. Клименко Є. В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навч. посіб. Київ: Центр навчальної літератури, 2004. 304 с.
57. Клименко Є. В., Овсій М. О. Методика оцінки відповідальності будівельних конструкцій з урахуванням проведення їх ремонтів. *Комунальне господарство міст*: наук.-техн. збк. Харків.: Нац. акад. міськ. господарства. 2007. Вип. 79. С. 3-25. (Серія «Технічні науки та архітектура»).
58. Клімов Ю. А., Сморгалов Д. В. Експериментальні дослідження міцності залізобетонних елементів при дії поперечних сил. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2024. № 14. С. 4–18. URL: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.4-18>
59. Кочкаръов Д. В., Павліков А. М. Залізобетонні конструкції: практичні методи розрахунків та конструювання: навч. посіб. Полтава: ТОВ «АСМІ», 2019. 238 с. ISBN 978-966-182-555-9.
60. Кочкаръов Д. В., Азізов Т. Н. Границі застосування квазістатичного методу розрахунку на дію вибухової хвилі. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2024. Вип. 46. С. 143–152. DOI: <https://doi.org/10.31713/budres.v0i46.17>.
61. Лапенко О. І., Барабаш М. С., Кір'язєв П. М., Ромашкіна М. А. Основи комп'ютерного моделювання. Київ: НАУ, 2018. 492 с.
62. Лозіцька А. О., Савицький В. В. Дослідження міцності бетону за допомогою молотка Шмідта. *Вісник Національного університету водного господарства та природокористування*. Рівне. 2021. Вип. 1 (15). С. 10 – 13.
63. Маляренко А. А. Експлуатаційна надійність будівельних конструкцій: навч. посіб. Київ: КНУБА, 2011. 180 с.
64. Маруха В. І. Ін'єкційні технології відновлення роботоздатності пошкоджених споруд тривалої експлуатації: монографія. Львів: СПОЛОМ, 2009. 292 с.

65. Паливода О. А., Тромса Ю. О. Альтернативні рішення для збірного залізобетону. *Розвиток промисловості та суспільства: матеріали міжнар. наук.-техн. конф.: тези доповідей*. Кривий Ріг, 2025. С. 198.
66. Павліков А. М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник. Полтава: ПолтНТУ. 2017. 284 с
67. Пшінько О. М. Підвищення довговічності бетонних та залізобетонних виробів і конструкцій: монографія. Дніпропетровськ: Дніпропетровський університет будівництва та архітектури, 1996. 155 с.
68. Пшінько О. М., Савицький М. В., Зінкевич А. М. Відновлення експлуатаційної придатності бетонних, залізобетонних та кам'яних конструкцій: навч. посіб. Запоріжжя: ЗНУ, 2018. 220 с.
69. Плужніков В. І. Реконструкція, ремонт і технічна експлуатація будівель і споруд : навч. посіб. Київ : КНУБА, 2005. 256 с.
70. Руднєва І. М., Прядко. Ю. М., Прядко М. В., Тонкачєєв Г. М. Особливості та перспективи використання технологій підсилення будівельних конструкцій композиційними матеріалами при реконструкції споруд. *Будівельні конструкції. Теорія і практика*. 2020. № 7. С. 12–22. URL:<https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.12-22>
71. Савйовський В. В. Реконструкція будівель і споруд. Київ: Ліра-К, 2019. 320 с.
72. Сердюк В. В., Бондаренко В. М. Підсилення та реконструкція будівельних конструкцій. Харків: ХНУБА, 2013.
73. Сорочак А. П. Програмне забезпечення інженерних розрахунків: Тернопіль: ТНТУ імені І. Пулюя, 2018. 128 с. URL:<https://elartu.tntu.edu.ua>
74. Стороженко Л. І., Бондаренко В. В., Дубинець О. Г. Технічна діагностика будівель і споруд: навч. посіб. Полтава: ПНТУ, 2013. 208 с.
75. Стороженко Л. І., Кривенко О. П. Залізобетонні конструкції: навч. посіб. Полтава: ПолтНТУ, 2010. 412 с.
76. Табаркевич О., Сергійчук В., Табаркевич Н. Відновлення пошкоджених обстрілами житлових будинків Чернігівщини. *Наука та будівництво*. 2025. № 37. URL:<https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-7>

77. Табаркевич О., Сергійчук В., Белоконь А., Табаркевич Н. Особливості обстеження та оцінки технічного стану житлового будинку, пошкодженого внаслідок військових дій, щодо його придатності до подальшої експлуатації. *Наука та будівництво*. 2025. № 35 (1). URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2023-4>
78. Табаркевич О. О. Тимчасове підсилення зруйнованих вертикальних залізобетонних конструкцій. матеріали Міжнар. наук.-практ. конф. здобувачів вищої освіти і молодих учених 2024. С. 300–301.
79. Технічна документація на Житловий будинок №1, Секція 5 Житлового комплексу по вул. Митрополита Василя Липківського, 37-г у Солом'янському районі м. Києва. Креслення АР та КБ.
80. Чирва Т. Л., Колякова В. М., Мартинов В. Л., Чирва В. М. Вплив випадкових навантажень на міцність бетонних і залізобетонних конструкцій. *Опір матеріалів і споруд*: наук.-техн. збк. Київ: КНУБА, 2024. Вип. 113. С. 139-148. URL: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.139-148>
81. Шмуклер В. С., Бабаєв В. М., Бамбура А. М., Пустовойтова О. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В. 2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СніП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Харків: Золоті сторінки, 2015. 208 с.
82. Яковенко І. А., Мельничук І. М. Способи забезпечення спільної роботи додаткової арматури у посилених залізобетонних конструкціях. *«Крамаровські читання» з нагоди 117-ї річниці від дня народження доктора технічних наук, професора, віцепрезидента УАСГН Крамарова Володимира Савовича (1906 - 1987)*: збірник тез доповідей XI Міжнар. наук.-техн. конф. (22 – 23 лют. 2024 р.). Київ : Видавничий центр НУБіП України, 2024. С. 422 – 425.
83. Яковенко І. А., Бакулін Є. А. Методика проведення комплексного обстеження кам'яних і армокам'яних конструкцій. *Проблеми та перспективи розвитку технічних та біоенергетичних систем природокористування: конструювання та дизайн*: збк. тез доповідей XX Міжнар. конф. наук.-пед. працівників, наук. співробітників та аспірантів (19 – 20 березня 2020 р.). Київ, 2020. С. 64 – 67.

84. Яковенко І. А., Бамбура А. М., Кочкар'юв Д. В., Колчунов В. І., Павліков.А. М. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6-98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Талком, 2017. – 627
85. Dem'yanov A. I., Kolchunov V. I., Yakovenko I. A. Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. Kyiv : NUBiP Publishing, 2018. 312 с.
86. FHWA-HRT-04-103. Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges. Federal Highway Administration, Washington, DC, 2006. 414 p.
87. Kochkarev D., Azizov T., Galinska T. Reinforced concrete rod elements stiffness considering concrete nonlinear properties // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020. Vol. 47. P. 1–6.
88. Lam L., & Teng J. G. (2003). Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials*, 17(6–7), 471–489. URL:[https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(03\)00045-X](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00045-X)
89. Mander J. B., Priestley M. J. N., & R. Park, Fellow, ASCE. (1988). Theoretical stress–strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. URL: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
90. NIST GCR 17-917-46v1. Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I – General. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2017. 248 p.
91. Shan B., Guo, Y., & Zhao Y. (2007). Strengthening design of RC columns with direct steel jackets. *Engineering Structures*, 29(8), 2016–2026. URL:<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.11.020>
92. Tabarkevych O., Lapenko O., Skrebneva S., Nyzhnyk O. Reconstruction of reinforced concrete pylons and reinforcement with metal cages after damage caused by military operations. *Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context*. 2024. C. 115–119

ДОДАТКИ**ДОДАТОК А Акти впровадження**



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



вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037; тел.: (044) 249-38-00, (050) 415-36-22
e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; www.ndibk.com; код ЄДРПОУ 02495431

03.12.25 № 221-1974

На № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи здобувача **Табаркевича Олега Олеговича** на тему: «Оцінка несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів і їх відновлення»

Результати наукових досліджень дисертаційної роботи на тему: «Оцінка несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів і їх відновлення», які були проведені здобувачем ступеня вищої освіти доктора філософії за спеціальністю G19 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань G «Інженерія, виробництво та будівництво» Табаркевичем Олегом Олеговичем, використовуються фахівцями інституту при виконанні оцінки технічного стану та розробці заходів по відновленню пошкоджених, внаслідок російської агресії житлових, цивільних та промислових будівель.

Розроблена в дисертаційній роботі методика відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів була застосована під час виконання ремонтно – відновлювальних робіт, що забезпечило підвищення надійності експлуатації будівель, оптимізацію технології відновлення, скорочення термінів виконання робіт та зниження матеріальних витрат. Отримані результати підтверджують доцільність подальшого використання зазначеної методики у практиці ремонтно – відновлювальних робіт.

Заступник директора
канд. техн. наук, с.н.с.

№ 03.12.25

Юрій СЛЮСАРЕНКО

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи здобувача **Табаркевича Олега Олеговича** на тему: «Оцінка несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів і їх відновлення»

Результати наукових досліджень дисертаційної роботи на тему: «Оцінка несної здатності аварійних вертикальних залізобетонних елементів і їх відновлення», які були проведені здобувачем ступеня вищої освіти доктора філософії за спеціальністю G19 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань G «Інженерія, виробництво та будівництво» Табаркевичем Олегом Олеговичем, були використані при розробці «Проекту на відновлювальні роботи на багатоквартирному житловому будинку, конструкції якого були пошкоджені внаслідок бойових дій, що знаходиться за адресою: вул. В'ячеслава Чорновола, 15а у м. Чернігів». На основі отриманих результатів було здійснено відновлення конструктивних елементів будівлі.

Директор



Дмитро Ларін

ДОДАТОК Б Методика відновлення вертикальних залізобетонних елементів

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



ЗАТВЕРДЖЕНО

Директор ДП НДІБК

Геннадій ФАРЕНЮК

2026 р.

MP B.2.6-02495431-006:2026

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

**щодо відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів
монолітно-каркасних будівель, пошкоджених вибуховими впливами**

ПОГОДЖЕНО

Заступник директора з наукової роботи


Юрій СЛЮСАРЕНКО

РОЗРОБЛЕНО

Завідувач відділення досліджень
фізико – механічних властивостей
будівельних конструкцій та матеріалів


Вікторія СЕРГІЙЧУК

Молодший науковий співробітник
відділу технології бетону і досліджень
будівельних матеріалів


Олег ТАБАРКЕВИЧ

ЗМІСТ

1. Загальні положення	3
2. Нормативні посилання	3
3. Терміни та визначення	5
5. Технологія відновлення та підсилення конструкцій	11
6. Контроль якості виконання робіт	17
7. Вимоги до матеріалів	18
8. Вимоги з безпеки виконання робіт	19
9. Експлуатаційний контроль після відновлення	20
Список використаних джерел	22
Додаток А (довідковий) Типові технологічні схеми виконання робіт з відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів	24
Додаток Б (довідковий) Приклади розрахунків вертикальних залізобетонних елементів	32

1. Загальні положення

1.1 Ця методика встановлює порядок оцінки технічного стану, класифікації пошкоджень та виконання ремонтно-відновлювальних і підсилювальних робіт для вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель, що зазнали механічних пошкоджень унаслідок вибухових або ударних впливів.

1.2 Методика призначена для використання фахівцями ДП НДІБК під час обстеження, проєктування та виконання робіт з відновлення несучих вертикальних залізобетонних конструкцій багатоповерхових будівель після аварійних пошкоджень.

1.3 Положення методики можуть застосовуватися проєктними, науково-дослідними та будівельними організаціями при розробленні технічних рішень та виконанні робіт щодо відновлення експлуатаційної придатності будівель.

1.4 Методика дозволяє забезпечити системний підхід до відновлення вертикальних залізобетонних конструкцій, пошкоджених вибуховими впливами, з урахуванням ступеня їх руйнування.

1.5 Використання диференційованих технологічних рішень забезпечує відновлення несучої здатності, просторової жорсткості та довговічності конструкцій при мінімальних матеріальних та часових витратах.

1.6 Методика може застосовуватися для відновлення вертикальних залізобетонних елементів житлових, громадських, адміністративних та промислових будівель, виконаних за монолітно-каркасною конструктивною схемою.

1.7 При застосуванні цієї методики необхідно враховувати вимоги чинних будівельних норм, стандартів та інших нормативних документів з питань проєктування, обстеження та відновлення будівельних конструкцій.

1.8 Відповідальність за правильність застосування положень цієї методики під час обстеження, проєктування та виконання робіт покладається на організації та фахівців, які виконують відповідні роботи.

2. Нормативні посилання

ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1

ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проєктування. Зміна № 1 ДБН В.2.3-15:2018. Мости та труби. Навантаження і впливи.

ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.

ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення

ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1

ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1

ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд

ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва.

ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент

ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови

ДСТУ 3761.3-98 Зварювання та споріднені процеси. Частина 3. Зварювання металів: з'єднання та шви, технологія, матеріали та устаткування. Терміни та визначення

ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування

ДСТУ Б В.2.7-126:2011 Будівельні матеріали. Суміші будівельні сухі модифіковані. Загальні технічні умови

ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд.

ДСТУ-Н Б А.3.1-26:2014 Настанова з технології зварювання і контролю якості зварних з'єднань при будівництві промислових трубопроводів.

ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу.

ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. Зміна № 1 (EN 1992-1-1:2004, IDT).

ДСТУ Б EN 1504-7:2016 Вироби і системи для захисту й ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінка відповідності. Частина 7. Захист арматури від корозії (EN 1504-7:2006, IDT).

ДСТУ Б EN 1504-9:2016 Вироби і системи для захисту та відновлення бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінювання відповідності. Частина 9. Загальні принципи використання виробів і систем (EN 1504-9:2008, IDT)

ДСТУ EN 1504-3:2022 Вироби і системи для захисту й ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінювання відповідності. Частина 3. Ремонт несівних та ненесівних конструкцій (EN 1504-3:2005, IDT)

ДСТУ EN 1504-5:2022 Вироби і системи для захисту і ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінювання відповідності. Частина 5. Закачування бетону (EN 1504-5:2013, IDT)

3. Терміни та визначення

3.1 Пошкодження конструкції - порушення геометрії або цілісності конструкції, що призводить до зниження її несучої здатності.

3.2 Незначні пошкодження — локальні дефекти бетону або захисного шару, які не призводять до суттєвого зменшення поперечного перерізу та несучої здатності конструкції.

3.3 Середні пошкодження — дефекти, що супроводжуються частковим оголенням арматури та локальною втратою захисного шару бетону.

3.4 Значні (важкі) пошкодження — руйнування конструкції зі значною втратою поперечного перерізу, корозією або розривом арматури.

3.5 Залишкова несуча здатність - здатність конструкції сприймати навантаження після виникнення пошкоджень.

3.6 Втрати поперечного перерізу — відносне зменшення площі перерізу елемента.

4. Класифікація пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів

4.1 Механічні пошкодження, що виникають у монолітно – каркасних будинках внаслідок влучання БПЛА і ракет, призводять до локального або масштабного руйнування залізобетонного каркаса, часткової втрати поперечного перерізу залізобетонних конструкцій, а також оголення чи корозії арматури. Наслідком таких пошкоджень є зниження несучої здатності та просторової жорсткості конструкцій, що робить необхідним їх відновлення та подальше підсилення.

4.2 Для диференційованого підбору технологічних і конструктивних заходів у методиці запропоновано алгоритм оцінки і класифікації пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів, який подано у вигляді блок – схеми (рис. 4.1). Згідно з цією

схемою всі пошкодження поділяються на незначні, середні та значні (важкі), для кожного ступеня передбачено конкретний комплекс відновлювальних робіт: від простого очищення та заповнення дефектів бетону до відновлення арматури та монтажу металевої обойми у разі значних ушкоджень.

4.3 Класифікація пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів виконана відповідно до ДБН В.2.6-162 [6], ДСТУ Б EN 1504-9 [20].

4.4 У таблиці 4.1 наведено критерії пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів.



Рисунок 4.1 - Блок – схема вибору заходів з відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів

Таблиця 4.1 – Критерії пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів.

Ступінь пошкодження	Характер дефектів	Рекомендований метод
Незначний	тріщини шириною розкриття $\leq 0,4$ мм; локальне відшарування або відколювання захисного шару бетону; поверхневі раковини, пори, незначні механічні пошкодження; початкові ознаки корозії арматури без її оголення	ремонт та відновлення захисного шару бетону, закладення тріщин ремонтними складами
Середній	тріщини шириною розкриття понад 0,4 мм; оголення робочої арматури; відколювання ділянок внутрішнього бетону; корозійні пошкодження арматури;	відновлення пошкоджених ділянок бетону з очищенням, пасивацією та антикорозійним захистом арматури, відновлення

	локальне зменшення перерізу бетону елемента; відшарування бетону в зоні розташування арматури	геометрії елемента ремонтними сумішами
Значний	втрати площі перерізу елемента понад 25–30%; значне руйнування бетону з оголенням та корозією арматури; деформації елемента (нахил, викривлення, зміщення у просторі); розвиток наскрізних або силових тріщин; зниження несучої здатності елемента	підсилення конструкції або відновлення несучої здатності елемента (улаштування залізобетонних або металевих обойм, нарощування перерізу, застосування композитних матеріалів)

4.4.1 Незначні пошкодження характеризуються локальним відколом бетону, поверхневими тріщинами або незначними ослабленнями захисного шару арматури (рис. 4.2), при яких фактичний поперечний переріз елемента практично не змінюється, а несуча здатність залишається майже незмінною. В таких випадках відновлювальні роботи спрямовані на усунення дефектів бетону, очищення поверхні та заповнення тріщин ремонтними складами без застосування складних конструктивних заходів, що дозволяє оперативна повернути елемент у працездатний стан.



Пошкодження бетону залізобетонного
пілона



Вертикальна тріщина та пошкодження
бетону пілона

Рисунок 4.2 – Незначні пошкодження вертикальних залізобетонних елементів

Рекомендована технологія та послідовність ремонту незначних пошкоджень пошкодженого бетону з наявними тріщинами, раковинами та іншими дефектами передбачає забезпечення надійної експлуатації залізобетонних конструкцій шляхом

відновлення бетонного захисного шару до проєктного стану з гарантуванням належного зчеплення з арматурою.

Для цього доцільно передбачити наступні роботи:

- очищення поверхні бетону від оздоблення (штукатурки, фарби);
- видалення пошкодженого і відшарованого бетону, очистка від пилу, бруду і продуктів корозії поверхні бетону та арматури;
- висушування вологих ділянок;
- відновлення поверхні арматури обробкою перетворювачем іржі та обробка спеціальною ґрунтовкою для підвищення адгезії;
- відновлення поверхні бетону глибоко проникаючою ґрунтовкою;
- відновлення захисного шару бетону до проєктного стану;
- заробити тріщини у бетоні з розкриттям більше 0,4 мм спеціальною безусадковою сумішшю. для забезпечення довговічності.

На ринку наявні багато близьких за властивостями спеціальних сумішей для ремонту і відновлення бетону пошкоджених конструкцій, а також технологій їх застосування.

Як приклад, можна рекомендувати застосування системи полімер-цемент бетону (ПЦБ), розробленої на основі матеріалів Ceresit.

Ключовими продуктами системи є:

- Ceresit CD 30 «2 в 1» – мінеральний, однокомпонентний антикорозійний розчин, який також використовується для контактного влаштування (адгезійного) шару;
- Ceresit CD 25 – ремонтно-відновлювальна дрібнозерниста розчинна суміш для ремонту локальних пошкоджень глибиною від 5 до 30 мм;
- Ceresit CD 22 – ремонтно-відновлювальна крупнозерниста розчинна суміш для ремонту локальних пошкоджень глибиною від 10 до 100 мм;
- Ceresit CD 24 – полімерцементна шпаклівка для підготовки бетонних поверхонь під обробку шаром до 5 мм.

4.4.2 Пошкодження середнього характеру (рис. 4.3) характеризуються частковою втратою захисного шару бетону, локальним оголенням арматури та незначним зменшенням поперечного перерізу елементів. У таких випадках конструкції ще зберігають основну несучу здатність, проте потребують комплексного ремонту з відновленням геометрії елементів та захисного шару бетону, а також обробкою арматури для запобігання корозії. Відновлювальні роботи проводяться із

використанням ремонтних сумішей, що забезпечують належну адгезію до існуючого бетону та довговічність ремонту.



Часткове руйнування бетону пілона з оголенням арматурної сітки
Рисунок 4.3 – Приклад пошкоджень середнього характеру залізобетонних вертикальних конструкцій

Відновлення пошкоджень середнього характеру рекомендується виконувати у такій послідовності. На першому етапі виконують розчищення з видаленням залишків бетону, після чого арматуру очищають сталевими щітками від продуктів корозії та обробляють перетворювачем іржі.

На підготовлену зону встановлюють і закріплюють контурну сітку з оцинкованого дроту діаметром 1.5 – 2.0 мм. Далі по периметру пошкодження монтують опалубку зі щілиною у верхній частині, через яку подається бетонна суміш на дрібному щебні фракції 2-3 мм. Для забезпечення щільного заповнення порожнин у зоні стику до бетонної суміші додається пластифікатор, а ущільнення бетону здійснюється методом вібрування.

Після заповнення опалубки бетонною сумішшю щілина у верхній частині додатково заробляється бетоном аналогічного складу. Демонтаж опалубки виконують через 5 – 7 діб.

4.4.3 Значні (важкі) пошкодження (рис. 4.4) проявляються у суттєвій втраті поперечного перерізу вертикальних залізобетонних елементів, руйнуванні захисного шару бетону, оголенні та інтенсивній корозії арматури, а також утворенні великих тріщин і раковин. Такі пошкодження значно знижують несучу здатність та просторову

жорсткість конструкцій, що робить необхідним комплексне відновлення з використанням конструктивних заходів підсилення.



Руйнування частини діафрагми жорсткості



Руйнування в місці примикання
плити перекриття до пілона

Руйнування частини пілона

Рисунок 4.4 – Приклад значних (важких) пошкоджень залізобетонних вертикальних конструкцій

Відновлювальні роботи передбачають очищення та обробку арматури, відновлення бетону до проєктного перерізу, встановлення опалубки та монтаж металевої обойми для забезпечення проєктної несучої здатності та довговічності елемента. Детально описана методика відновлення та підсилення (значних пошкоджень) вертикальних залізобетонних елементів від підготовчих робіт та очищення поверхні, відновлення бетону і обробки арматури, до встановлення опалубки та монтажу металевої обойми, що дозволяє системно і поетапно забезпечити відновлення конструкцій незалежно від ступеня їх пошкодження.

5. Технологія відновлення та підсилення конструкцій

5.1 Технологія відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель застосовується для відновлення їх несучої здатності, жорсткості та експлуатаційної придатності після механічних пошкоджень, вибухових впливів, пожеж або інших аварійних ситуацій.

Метою технології є забезпечення:

- безпечної експлуатації будівлі;
- відновлення конструктивної цілісності колон, пілонів та суміжних перекриттів;
- довговічності та надійності відновлених конструкцій.

5.2 Відновлення та підсилення конструкцій проводиться на основі попереднього технічного обстеження та інженерного розрахунку, який включає:

- визначення ступеня пошкодження елементів;
- оцінку залишкової несучої здатності;
- встановлення допустимих способів підсилення або необхідності часткового демонтажу (ДБН В.2.6-31 [4], ДБН В.2.6-98 [5]).

Всі рішення щодо відновлення мають відповідати принципу комплексної оцінки безпеки та економічної доцільності.

5.3 Технологія виконання ремонтно-відновлювальних робіт (РЕД) здійснюється відповідно до вимог ДБН В.2.6-162 [6] та ДСТУ Б EN 1504-9 [20]. Усі етапи технології – від підготовчих робіт до монтажу підсилювальних елементів та металевих стояків – виконуються з дотриманням нормативних вимог щодо міцності, адгезії та довговічності матеріалів.

5.4 Технологічний процес відновлення вертикальних залізобетонних елементів включає:

- Підготовчі роботи – демонтаж пошкоджених елементів (за необхідності), очищення робочих поверхонь;
- Підготовка бетонної поверхні та арматури – очищення, обробка антикорозійними засобами;
- Влаштування опалубки – забезпечення форми та геометричної точності елементів;
- Виконання бетонування або влаштування ремонтного бетону – застосування бетонних сумішей, ремонтних розчинів, контроль властивостей матеріалу;

- Підготовка до монтажу підсилювальних елементів – перевірка геометрії та кріплень;
- Підсилення конструкцій металевими обоймами або композитними матеріалами – забезпечення сумісної роботи з існуючим елементом;
- Монтаж металевих стояків – у випадках значного або критичного руйнування елементів для передачі навантажень та забезпечення стійкості (ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [18], ДСТУ EN 1504-5 [23]).

5.5 Вибір конкретної технологічної схеми відновлення визначається:

- характером і ступенем пошкоджень елементів;
- можливістю збереження залишкової несучої здатності;
- економічною доцільністю;
- вимогами безпеки та нормативів (ДСТУ Б EN 1504-9 [20], ДБН В.2.6-98 [5]).

Методика передбачає комбіноване застосування локального ремонту, підсилення та, за необхідності, встановлення металевих стояків для забезпечення надійності та довговічності відновлених конструкцій.

5.5.1 Підготовчі роботи. Підготовчі роботи є ключовим етапом технологічного процесу відновлення конструкцій, оскільки якість контактної поверхні між існуючим бетоном і ремонтним матеріалом визначає ефективність подальшого відновлення.

Дослідження показують, що якість контактної зони забезпечує до 70–80% міцнісних характеристик системи «старий бетон – ремонтний матеріал».

Під час виконання підготовчих робіт необхідно мінімізувати динамічні впливи на арматуру, оскільки надмірні вібраційні навантаження можуть призвести до порушення адгезійного зв'язку між арматурою та бетоном.

Підготовчі роботи повинні включати такі операції:

- по вертикальних поверхнях конструкцій алмазним інструментом виконується різні з кроком 20–30 мм на глибину 10–15 мм без пошкодження арматури;
- видалення пошкодженого бетону за допомогою перфораторів із малою енергією удару;
- поверхні надається шорсткість перфоратором. Мінімальними та достатніми для шорсткості є виступи та впадини глибиною 5 мм. Шорсткість необхідна для зчеплення ремонтного дрібнозернистого бетону фракцією 5-10 мм із старим бетоном;

- з метою зменшення впливу вібрації на зчеплення арматури з бетоном не допускається вплив на арматуру відбійного молотка чи перфоратору.

Очищення арматури, видалення корозії та підготовка бетонної основи виконуються відповідно до ДСТУ Б EN 1504-9 [20]. Шорсткість бетонної поверхні і глибина підготовчих прорізів виконуються відповідно до ДБН В.2.6-162 [6].

5.5.2 Підготовка бетонної поверхні та арматури. Після видалення пошкодженого бетону необхідно виконати підготовку бетонної основи та оголених арматурних стержнів.

Підготовка повинна включати:

- очищення арматурних стержнів виконується вручну щіткою;
- масляні та жирні плями підлягають видаленню;
- поверхня бетону очищується від пилу, залишків бетону та інших забруднень, що знижують адгезію ремонтного бетону;
- оголені арматурні стрижні обробляють адгезійно – захисним шаром. При цьому зазор між підготовленою поверхнею бетону та стержнем повинна бути не менше 20 мм;
- до оголених існуючих арматурних горизонтальних стрижнів приварити нову арматуру з стикуванням не менше 100 мм;
- вертикальні арматурні стрижні з'єднують із новими накладками завширшки не менше 200 мм;
- перед заповненням щілин та простору ремонтним бетоном, необхідно зволожувати поверхню на протязі 2-6 годин;
- безпосередньо перед нанесенням (заповненням) ремонтним бетоном видалити воду з поверхні бетону стиснутим повітрям. Поверхня бетону повинна мати сірий матовий колір без блиску;
- мінімальна температура бетонної поверхні перед нанесенням (заповненням) ремонтного бетону $+5^{\circ}\text{C}$;
- при температурі нижче 5°C виконати прогрів поверхні за допомогою термоматів або пальників.

Очищення арматури, нанесення антикорозійних складів, зволоження поверхні перед укладанням ремонтного бетону виконуються відповідно до ДСТУ Б EN 1504-7 [19], ДБН В.2.6-162 [6].

5.5.3 Влаштування опалубки. Після завершення підготовчих робіт виконується монтаж опалубки, яка забезпечує формування необхідної геометрії відновлюваної конструкції та запобігає витіканню ремонтної суміші.

Опалубка повинна відповідати таким вимогам:

- достатня жорсткість;
- герметичність;
- стійкість під час бетонування.

Рекомендується застосовувати фанеру опалубку товщиною 18–21 мм.

Влаштування опалубки повинно виконуватися з дотриманням таких вимог:

- герметизація стиків монтажною піною;
- кріплення опалубки до бетонної поверхні за допомогою цвяхів або анкерних елементів;
- встановлення підпірних стійок типу PERI PER 20-300 або аналогічних;
- у холодний період опалубку необхідно додатково утеплювати теплоізоляційними матеріалами.

Вимоги до жорсткості, герметичності та теплоізоляції опалубки виконується відповідно до ДБН В.2.6-162 [6].

5.5.4 Укладання ремонтного бетону. Для відновлення конструкцій застосовується дрібнозернистий бетон із фракцією заповнювача 5–10 мм, що відповідає проектному класу міцності конструкції.

Подача бетонної суміші може здійснюватися:

- автобетононасосами;
- баштовими кранами із застосуванням будівельних бадей.

Заповнення опалубки необхідно виконувати пошарово.

Технологія виконання робіт передбачає:

- влаштування у листах опалубки технологічних отворів діаметром 10 мм для виходу повітря;
- залишення зазору між опалубкою та перекриттям близько 10 мм;
- заповнення порожнин ремонтним бетоном до появи цементного розчину у технологічних отворах;
- ущільнення суміші шляхом штикування або застосування глибинних вібраторів;
- пошарове заповнення опалубки до повного ущільнення бетону.

Після бетонування необхідно забезпечити належні умови твердіння бетону:

- захист від швидкого висихання;
- укриття паронепроникними матеріалами;
- підтримання необхідної температури.

У холодний період бетон необхідно прогрівати за допомогою термоматів.

Влаштування ремонтного бетону виконується з дотриманням вимог ДБН В.2.6-162 [6].

5.5.5 Підготовка до монтажу металевої обойми. Після набору ремонтним бетоном необхідної міцності виконується підготовка конструкції до монтажу підсилювальної металевої обойми, що відповідає ДСТУ-Н Б А.3.1-26 [16].

Металева обойма застосовується у випадках значних пошкоджень вертикальних залізобетонних елементів, таких як:

- втрата площі перерізу елемента понад 25–30%;
- значні деформації (нахил, викривлення, зміщення в просторі);
- розвиток наскрізних або силових тріщин;
- суттєве оголення та корозія арматури;
- недостатня несуча здатність елемента після виконання ремонтних робіт.

Підготовчі роботи включають:

- очищення поверхні конструкції від пилу та забруднень;
- розмітку місць встановлення металевих елементів;
- підготовку анкерних з'єднань;
- перевірку відповідності зазорів між металевими елементами та поверхнею конструкції.

Металеві елементи перед монтажем повинні бути очищені та покриті антикорозійним захисним шаром.

5.5.6 Підсилення конструкцій металевою обоймою. Монтаж металевої обойми виконується відповідно до ДСТУ 3761.3-98 [12], ДБН В.2.6-162 [6], після досягнення ремонтним бетоном необхідної міцності (орієнтовно через **14 діб**).

Підсилення здійснюється шляхом встановлення сталевих елементів навколо залізобетонної конструкції.

Конструкція металевої обойми включає:

- вертикальні сталеві смуги;
- горизонтальні пояси;
- кутникові елементи у верхній та нижній частинах;

- прокладні пластини для передачі зусиль;
- анкерні елементи для кріплення до бетону.

Металеві елементи об'єднуються між собою зварними з'єднаннями, що забезпечує їх спільну роботу у складі підсилювальної системи.

5.5.7 Відновлення конструкцій у випадку значного руйнування. У випадках значного або критичного руйнування вертикальних елементів монолітно-каркасних будівель традиційні ремонтні технології можуть бути технічно неможливими. Для відновлення несучої здатності та забезпечення безпечної експлуатації будівлі застосовують комплексний підхід, який включає:

1. Локальний ремонт та підсилення вертикальних залізобетонних елементів:

- Відновлення бетонного перерізу спеціалізованими ремонтними сумішами;
- Підсилення колон і пілонів залізобетонними обоймами або композиційними матеріалами;
- Ін'єктування тріщин для відновлення цілісності бетону;
- Локальна заміна пошкоджених ділянок міжповерхових перекриттів;
- Контроль залишкової несучої здатності протягом робіт і в процесі подальшої експлуатації (ДБН В.2.6-31 [4], ДСТУ EN 1504-5 [23]).

2. Встановлення тимчасових або постійних металевих стояків у випадках повного руйнування або втрати несучої здатності окремих елементів:

- Металеві стояки підбираються за результатами розрахунку на стиск та повинні забезпечувати передачу навантажень від вищерозташованих перекриттів;
- Важливо забезпечити достатню стійкість стояків та їх жорсткість;
- Перевагу надають замкненим або складеним сталевим профілям із підвищеною жорсткістю.

3. Вибір оптимального методу відновлення визначається за результатами інженерної діагностики пошкоджених конструкцій та обліком економічної доцільності:

- Демонтаж аварійно пошкоджених вертикальних елементів застосовується лише при критичних руйнуваннях, коли конструкції повністю втратили несучу здатність;
- Локальний ремонт і підсилення ефективний при часткових пошкодженнях і дозволяє значно скоротити обсяги робіт, матеріальні витрати та строки відновлення (економія до 80–85 % порівняно з демонтажем).

Методика ґрунтується на дотриманні нормативів: ДБН В.2.6-98 [5], ДБН В.2.3-15 [3], ДСТУ Б В.2.6-31 [4] та міжнародних стандартів ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [18], ДСТУ EN 1504-5 [23].

6. Контроль якості виконання робіт

6.1 Контроль якості виконання робіт під час відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель є необхідною умовою забезпечення надійності, безпечності та довговічності відновлених конструкцій. Пошкоджені елементи, особливо після вибухових або ударних впливів, можуть мати приховані дефекти бетону, порушення адгезії арматури з бетоном та локальні ослаблення перерізу. Своєчасний контроль дозволяє виявляти відхилення від проєктних та технологічних вимог і запобігати виникненню дефектів, що можуть негативно вплинути на несучу здатність конструкцій.

6.2 Контроль якості виконується відповідно до вимог ДБН В.2.6-98 [5], ДБН В.2.6-31 [4], ДСТУ Н Б В.2.6-185 [17], ДСТУ Б В.2.6-156 [13], ДСТУ EN 1504-5 [23].

6.3 Контроль здійснюється на всіх етапах виконання робіт: вхідний контроль матеріалів (бетон, арматура, ремонтні суміші, металеві обойми та стояки), операційний контроль (підготовка поверхні бетону, монтаж додаткового армування, встановлення підсилювальних елементів, нанесення ремонтних сумішей), приймальний контроль (перевірка відновлених конструкцій на відповідність проєкту, вимогам нормативів та технології виконання).

6.4 Контроль виконують представники технічного нагляду замовника, інженери проєктних організацій, відповідальні виконавці будівельної організації.

6.5 Систематичний контроль під час виконання робіт забезпечує відповідність застосованих матеріалів, технологій ремонту та підсилення вимогам проєктної документації, будівельних норм і стандартів. Крім того, перевірка якості виконання окремих технологічних операцій, таких як підготовка поверхні бетону, монтаж додаткового армування, встановлення підсилюючих елементів та нанесення ремонтних складів, дозволяє забезпечити належну адгезію матеріалів і ефективну спільну роботу відновлених елементів конструкції.

6.6 Впровадження комплексної системи контролю якості є обов'язковим елементом методики, що дозволяє забезпечити надійність та довговічність відновлених вертикальних елементів, підтвердити ефективність ремонтно-підсилювальних заходів, гарантувати безпечну подальшу експлуатацію будівлі.

7. Вимоги до матеріалів

7.1 Матеріали, що застосовуються для відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель, повинні забезпечувати відновлення або підвищення несучої здатності пошкоджених елементів, забезпечення жорсткості та тріщиностійкості конструкцій, довговічність та надійність подальшої експлуатації будівлі після аварійного впливу, включно з вибуховими навантаженнями.

7.2 Під час відновлення конструкцій необхідно забезпечити сумісність нових матеріалів з існуючим бетоном та арматурою. Використання матеріалів із фізико-механічними характеристиками, що відповідають або перевищують характеристики наявного бетону та арматури, дозволяє уникнути виникнення додаткових напружень у зоні контакту старого та нового бетону, забезпечити ефективну сумісну роботу відновлених елементів конструкції, підвищити тривалість експлуатації та безпеку будівлі (ДБН В.2.6-98 [5], ДСТУ EN 1504-5 [23]).

7.3 Для відновлення та підсилення вертикальних елементів застосовуються ремонтні суміші та розчини для заповнення тріщин, відновлення перерізу та поверхні бетону, арматурна сталь класу А400 і А500, відповідно до проектних коефіцієнтів армування, сталеві обойми та стояки для локального підсилення, композитні матеріали (вуглецеві та скловолоконні смуги, матриці), що забезпечують необхідну адгезію, міцність і тріщиностійкість. Вибір матеріалів здійснюється відповідно до ДБН В.2.6-98 [5], ДСТУ 3760 [11], ДСТУ Б В.2.7-126 [14], стандартів серії ДСТУ EN 1504 [21, 22], які регламентують системи та матеріали для ремонту та захисту бетонних конструкцій.

7.4 Всі матеріали, що застосовуються, повинні мати підтверджені фізико-механічні характеристики шляхом наявності сертифікатів якості, протоколів випробувань або висновків випробувальних лабораторій. Вони повинні відповідати вимогам сучасних нормативних документів і стандартів, зокрема ДБН В.1.2-14 [1], ДСТУ Б В.2.6-156 [13], ДСТУ Б EN 1504-7 [19], іншим стандартам, що регламентують якість і технічні характеристики матеріалів для будівельних конструкцій. Контроль фізико-механічних властивостей матеріалів є обов'язковим на всіх етапах відновлення.

7.5 Встановлення чітких вимог до матеріалів є необхідною умовою забезпечення надійності, безпечності та довговічності відновлених або підсилених вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель після вибухових впливів.

8. Вимоги з безпеки виконання робіт

8.1 Роботи з відновлення та підсилення вертикальних залізобетонних конструкцій будівель і споруд повинні виконуватися з дотриманням вимог чинних нормативних документів з охорони праці, пожежної та техногенної безпеки, вимог проектної та технологічної документації, правил безпечного виконання робіт у будівництві висотних конструкцій (ДБН А.3.1-5 [9], ДБН В.2.6-98 [5]).

8.2 До виконання робіт допускаються працівники, які:

- пройшли інструктаж з охорони праці;
- мають відповідну кваліфікацію;
- забезпечені необхідними засобами індивідуального захисту (каска, рукавиці, страховка, спецвзуття).

8.3 Перед початком робіт необхідно виконати технічну оцінку пошкоджених елементів, зокрема визначити залишкову несучу здатність та стійкість вертикальних елементів, оцінити ризики неконтрольованого обвалення та нестійкості конструкцій.

За результатами оцінки, при необхідності, передбачаються:

- тимчасові підпірні конструкції;
- розвантаження пошкоджених елементів;
- обмеження доступу до небезпечних зон.

8.4 Під час виконання підготовчих робіт, пов'язаних з видаленням пошкодженого бетону, необхідно забезпечити запобігання неконтрольованому обваленню фрагментів конструкцій. Роботи повинні виконуватися із застосуванням інструментів з контрольованою енергією удару, що не створюють надмірних динамічних навантажень на конструкцію.

8.5 Забороняється виконувати демонтаж пошкодженого бетону із застосуванням важких відбійних молотків у безпосередній близькості до оголених арматурних елементів або зон із зниженим запасом міцності.

8.6 Під час виконання робіт на висоті необхідно застосовувати:

- інвентарні риштування;
- робочі помости;
- страхувальні системи.

Риштування та помости повинні відповідати вимогам нормативних документів та мати достатню несучу здатність.

8.7 Під час бетонування та монтажу підсилювальних елементів необхідно забезпечити стійкість опалубки, підпірних елементів і тимчасових конструкцій. Опалубка повинна бути надійно закріплена та перевірена перед початком бетонування.

8.8 Під час монтажу металевих обойм та металевих стояків повинні дотримуватися вимоги безпеки при виконанні зварювальних робіт. Зварювальні роботи повинні виконуватися кваліфікованими зварниками із застосуванням засобів індивідуального захисту.

8.9 У разі виконання робіт у холодний період року при застосуванні термоматів або теплових установок необхідно забезпечити дотримання вимог пожежної безпеки.

8.10 Робочі місця повинні бути забезпечені:

- достатнім освітленням;
- вентиляцією;
- засобами пожежогасіння.

8.11 Після завершення робіт необхідно виконати перевірку стійкості та геометричної незмінності відновлених або підсилених конструкцій, а також прибрати тимчасові підпірні конструкції лише після підтвердження досягнення необхідної міцності ремонтного бетону.

9. Експлуатаційний контроль після відновлення

9.1 Експлуатаційний контроль відновлених або підсилених вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель здійснюється з метою оцінки ефективності виконаних ремонтно-відновлювальних робіт, своєчасного виявлення можливих дефектів або ознак погіршення технічного стану, забезпечення надійної та безпечної експлуатації конструкцій протягом усього терміну служби.

9.2 Після завершення робіт з відновлення або підсилення конструкцій необхідно виконати первинне технічне обстеження, яке включає візуальний огляд конструкцій, перевірку геометричних параметрів елементів, оцінку стану поверхні бетону, наявності тріщин, а також контроль якості виконаних з'єднань і підсилювальних елементів. Особлива увага повинна приділятися зонам контакту між існуючим бетоном та ремонтним матеріалом, а також місцям встановлення підсилювальних металевих або композитних елементів.

9.3 У процесі експлуатації будівлі рекомендується проводити періодичні огляди відновлених конструкцій з метою контролю їх технічного стану. Під час таких оглядів необхідно перевіряти:

- появу нових тріщин або зміну ширини розкриття існуючих тріщин;
- стан поверхні бетону та ремонтного шару;
- наявність корозійних пошкоджень металевих елементів підсилення;
- стан анкерних та зварних з'єднань;
- можливі деформації або відхилення конструкцій від проектного положення.

9.4 У разі виявлення дефектів або ознак погіршення технічного стану конструкцій необхідно виконати додаткове інструментальне обстеження, яке може включати неруйнівні методи контролю міцності бетону, ультразвукову діагностику, вимірювання деформацій та контроль ширини розкриття тріщин.

9.5 Періодичність проведення експлуатаційного контролю повинна встановлюватися з урахуванням умов експлуатації будівлі, ступеня пошкодження конструкцій до відновлення та застосованої технології підсилення. Рекомендується виконувати планові огляди не рідше одного разу на рік, а у перші роки після відновлення — не рідше одного разу на шість місяців.

9.6 Результати експлуатаційного контролю повинні оформлюватися у вигляді технічних актів або журналів спостережень за станом конструкцій. На підставі результатів контролю можуть прийматися рішення щодо проведення додаткових ремонтних робіт або посилення конструкцій у разі виявлення негативних змін їх технічного стану.

9.7 Систематичний експлуатаційний контроль дозволяє забезпечити довговічність відновлених конструкцій, своєчасно виявляти можливі дефекти та підтримувати необхідний рівень надійності і безпеки будівель і споруд.

Список використаних джерел

1. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1
2. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1 ДБН В.2.3-15:2018. Мости та труби. Навантаження і впливи.
3. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
5. ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1
6. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1
7. ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд
8. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва.
9. ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент
10. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови
11. ДСТУ 3761.3-98 Зварювання та споріднені процеси. Частина 3. Зварювання металів: з'єднання та шви, технологія, матеріали та устаткування. Терміни та визначення
12. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування
13. ДСТУ Б В.2.7-126:2011 Будівельні матеріали. Суміші будівельні сухі модифіковані. Загальні технічні умови
14. ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд.
15. ДСТУ-Н Б А.3.1-26:2014 Настанова з технології зварювання і контролю якості зварних з'єднань при будівництві промислових трубопроводів.
16. ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу.

17. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. Зміна № 1 (EN 1992-1-1:2004, IDT).
18. ДСТУ Б EN 1504-7:2016 Вироби і системи для захисту й ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінка відповідності. Частина 7. Захист арматури від корозії (EN 1504-7:2006, IDT).
19. ДСТУ Б EN 1504-9:2016 Вироби і системи для захисту та відновлення бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінювання відповідності. Частина 9. Загальні принципи використання виробів і систем (EN 1504-9:2008, IDT)
20. ДСТУ EN 1504-3:2022 Вироби і системи для захисту й ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінювання відповідності. Частина 3. Ремонт несівних та ненесівних конструкцій (EN 1504-3:2005, IDT)
21. ДСТУ EN 1504-5:2022 Вироби і системи для захисту і ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості та оцінювання відповідності. Частина 5. Закачування бетону (EN 1504-5:2013, IDT)
22. Бабич Є.М., Стороженко Л.І. Відновлення та підсилення будівель і споруд.
23. Сердюк В.В., Бондаренко В.М. Підсилення та реконструкція будівельних конструкцій.
24. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель і споруд.
25. Пшінько О.М., Савицький М.В., Зінкевич А.М. Відновлення експлуатаційної придатності бетонних та залізобетонних конструкцій.
26. Голишев О.Б. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий.
27. Дубинець О.Г. Обстеження та випробування будівель і споруд.
28. Стороженко Л.І., Бондаренко В.В., Дубинець О.Г. Технічна діагностика будівель і споруд.

Додаток А
(довідковий)
Типові технологічні схеми виконання робіт з відновлення та підсилення
вертикальних залізобетонних елементів

У цьому додатку наведено типові технологічні схеми та послідовність виконання ремонтно-відновлювальних робіт при відновленні та підсиленні вертикальних залізобетонних елементів монолітно-каркасних будівель.

Наведені матеріали призначені для ілюстрації основних технологічних операцій, що виконуються під час відновлення пошкоджених конструкцій, та можуть використовуватися при розробленні проєктів виконання робіт.

Технологічні схеми відображають основні етапи виконання робіт, зокрема:

- підготовку пошкодженої поверхні бетонного елемента;
- очищення та підготовку арматури;
- монтаж підсилювальних елементів;
- встановлення опалубки;
- укладання ремонтного бетону;
- забезпечення необхідних умов твердіння та контролю якості виконаних робіт.

Наведені технологічні схеми можуть застосовуватися як типові під час виконання робіт з відновлення вертикальних залізобетонних елементів, пошкоджених внаслідок вибухових або механічних впливів, з урахуванням конкретних умов будівельного майданчика, ступеня пошкодження конструкцій та прийнятих проєктних рішень.

За необхідності технологічні рішення можуть уточнюватися або адаптуватися проєктною чи підрядною організацією відповідно до вимог чинних нормативних документів.



Рисунок А1 - Підготовка пошкодженої поверхні вертикального залізобетонного елемента перед виконанням ремонтно-відновлювальних робіт

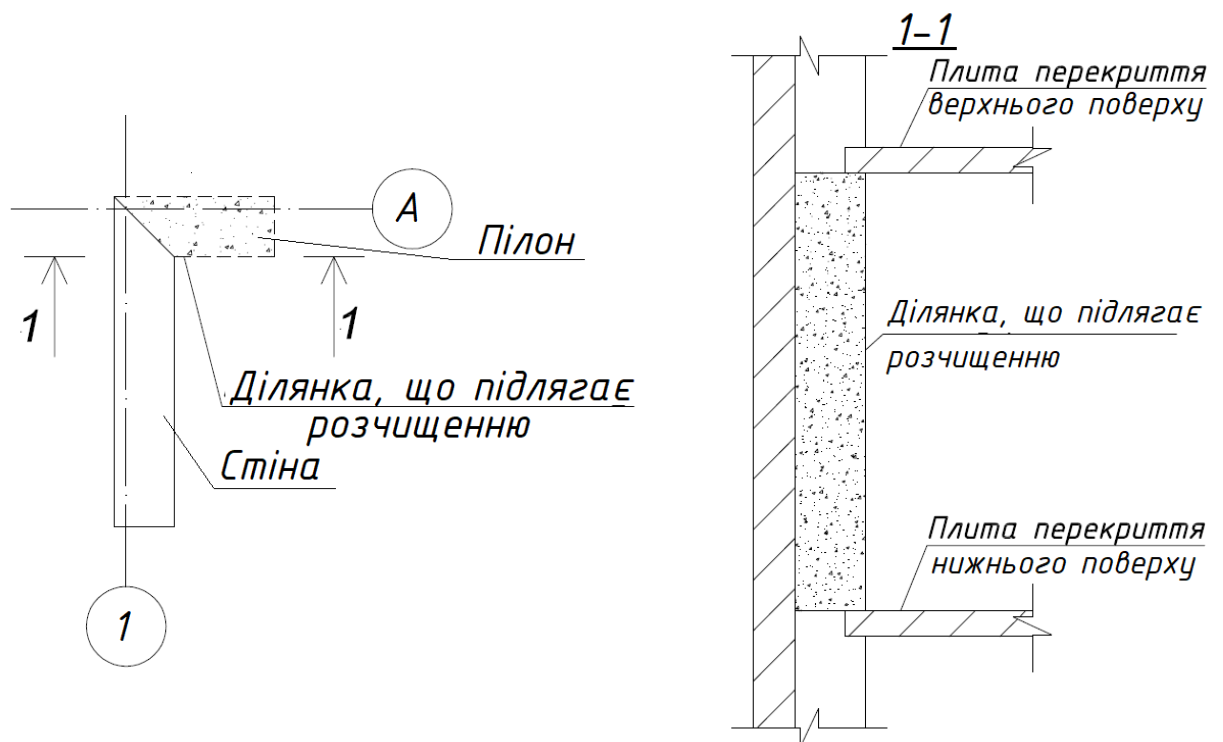


Рисунок А2 - Схема підготовки пошкодженої поверхні вертикального залізобетонного елемента перед виконанням ремонтно-відновлювальних робіт

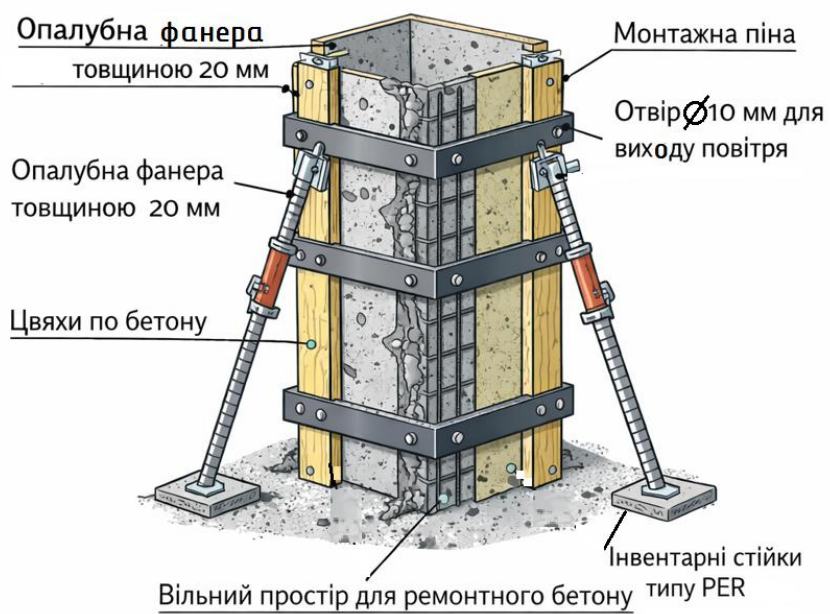


Рисунок А3 - Монтаж опалубки

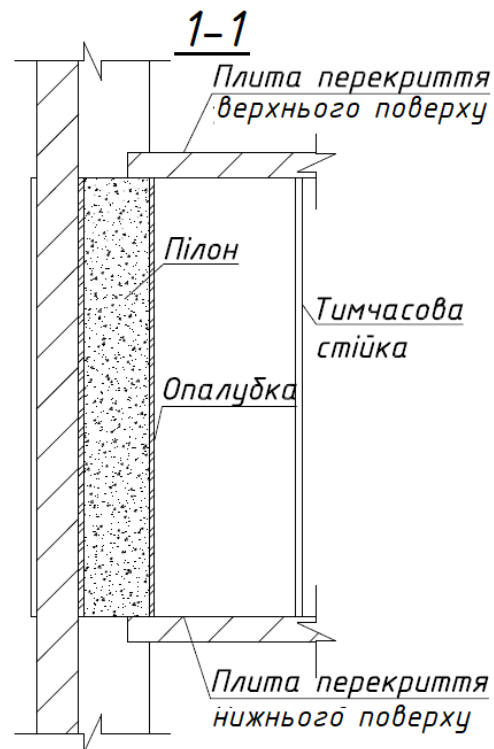
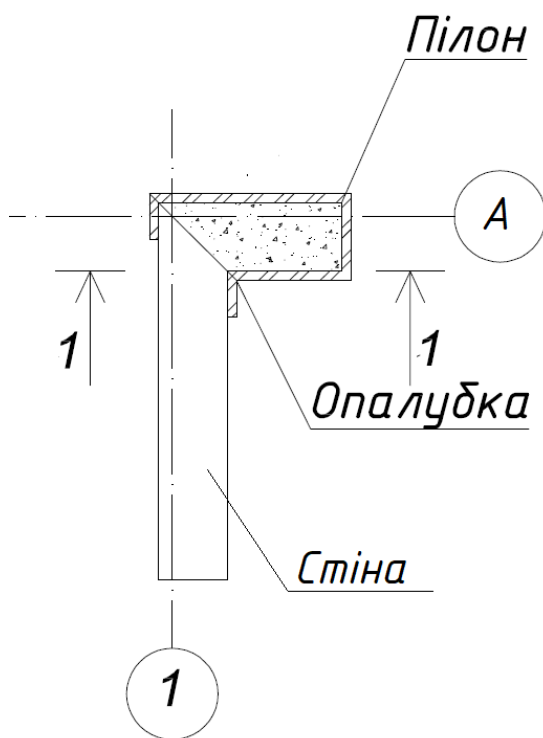


Рисунок А4 - Схема монтажу опалубки під час відновлення пошкодженого залізобетонного елемента

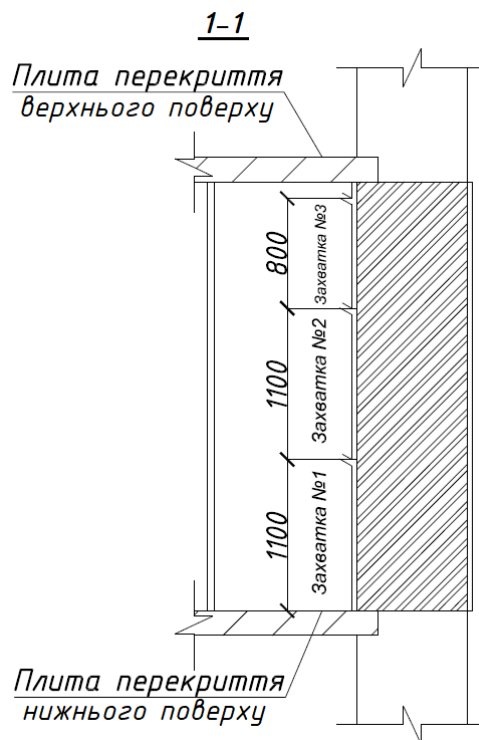
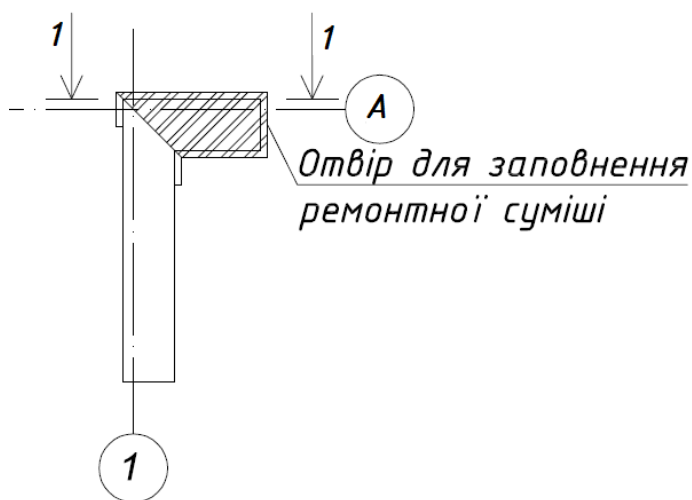


Рисунок А5 - Схема встановлення опалубки для подачі бетону

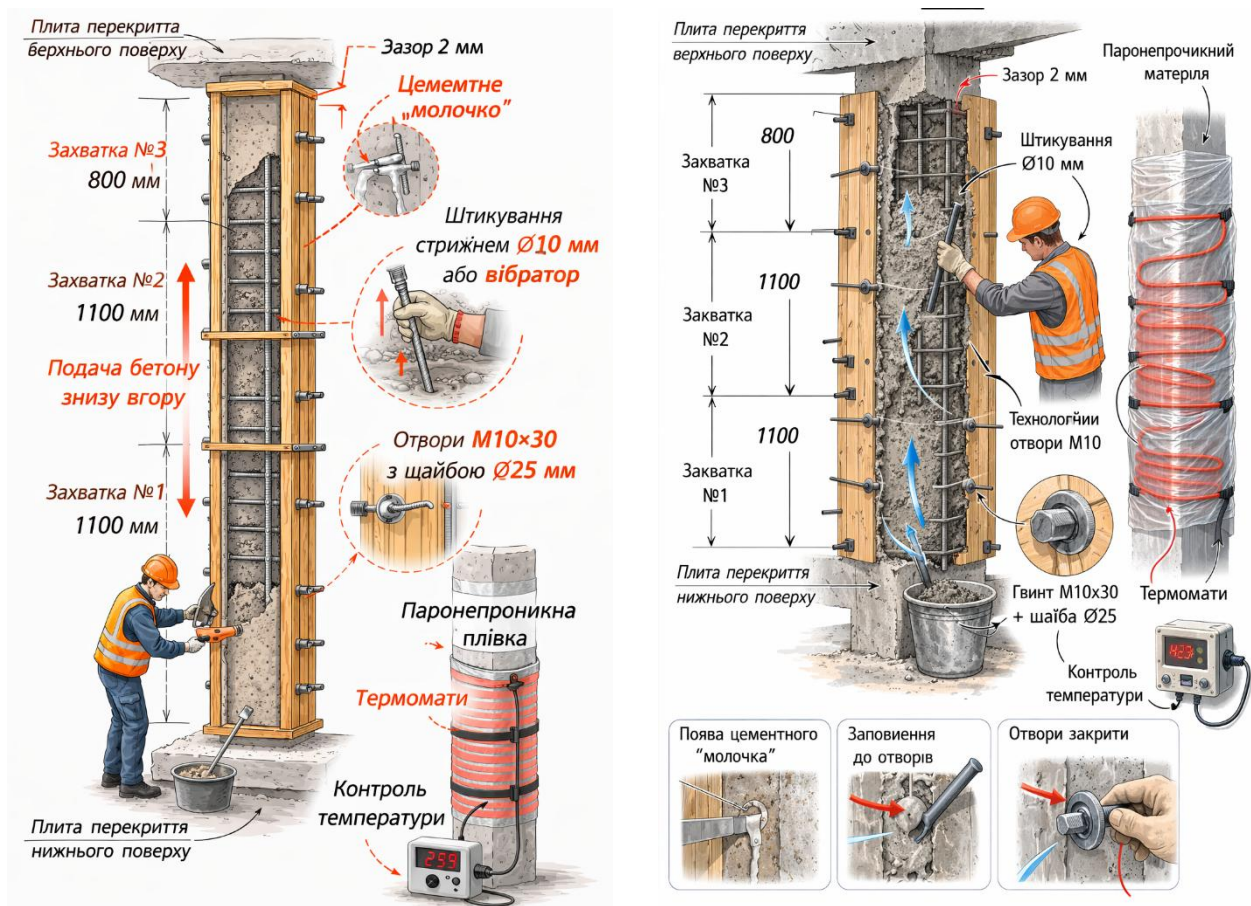
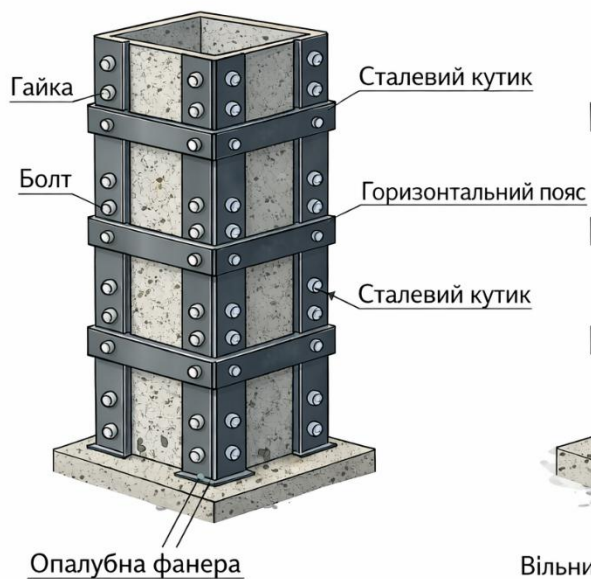


Рисунок А6 - Укладання ремонтного бетону при відновленні вертикального залізобетонного елемента

З'єднання болтами та гайками



Зварне з'єднання

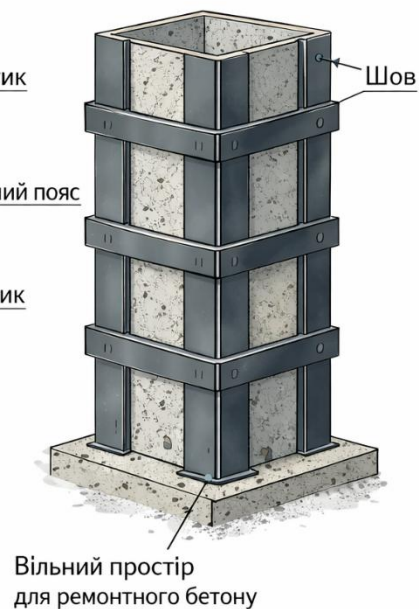


Рисунок А7 - Встановлення металевої обойми для підсилення вертикального залізобетонного елемента

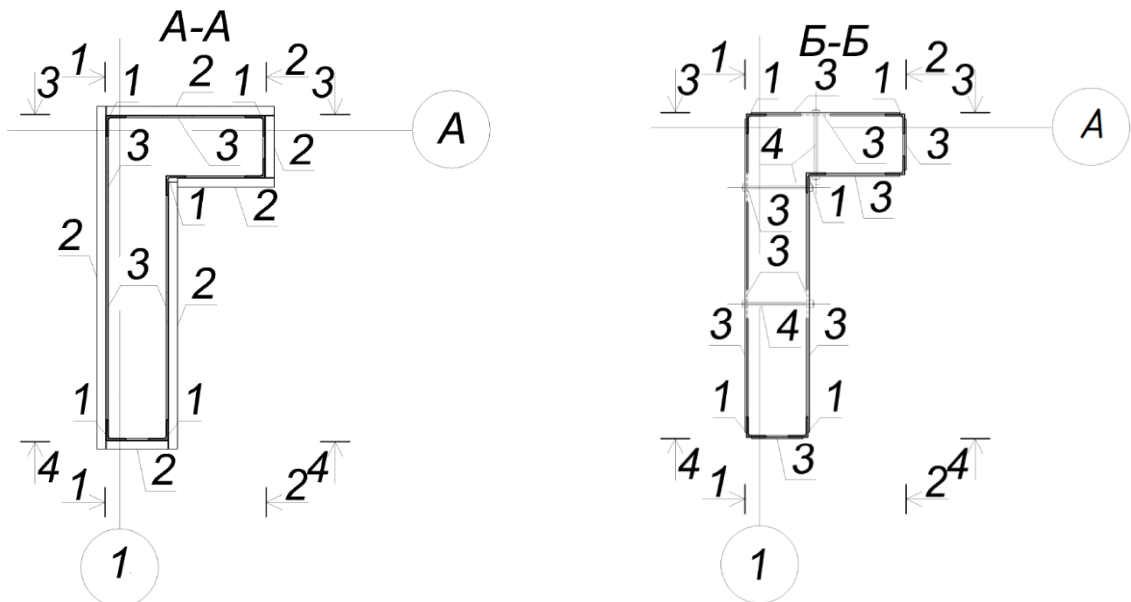


Рисунок А8 - Схема встановлення металевої обойми для підсилення вертикального залізобетонного елемента

(1 - кутики 100x100x8; 2 – кутики 50x50x5; 3 – металева полоса 100x8; 4 – анкер Ø12 A240; 5 – металева пластина 100x150x8)

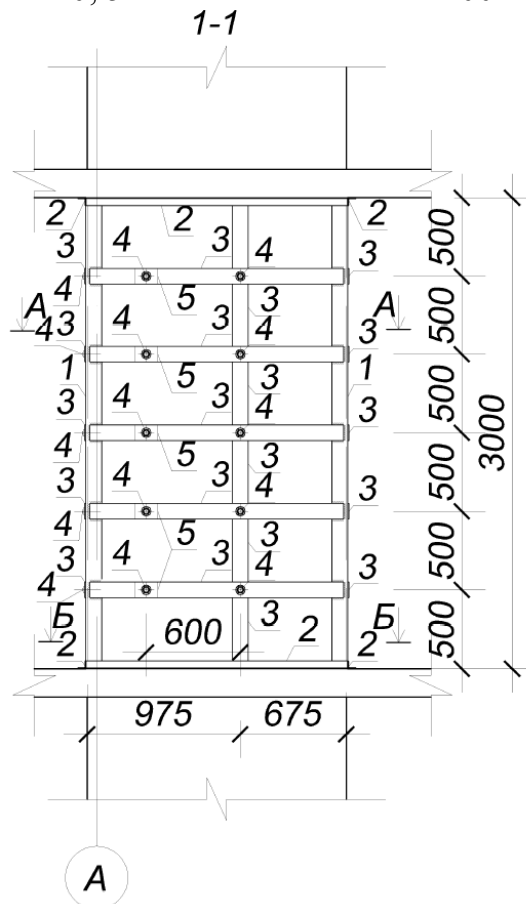


Рисунок А9 - Схема встановлення металевої обойми для підсилення вертикального залізобетонного елемента

(1 - кутики 100x100x8; 2 – кутики 50x50x5; 3 – металева смуга 100x8; 4 – анкер Ø12 A240; 5 – металева пластина 100x150x8)

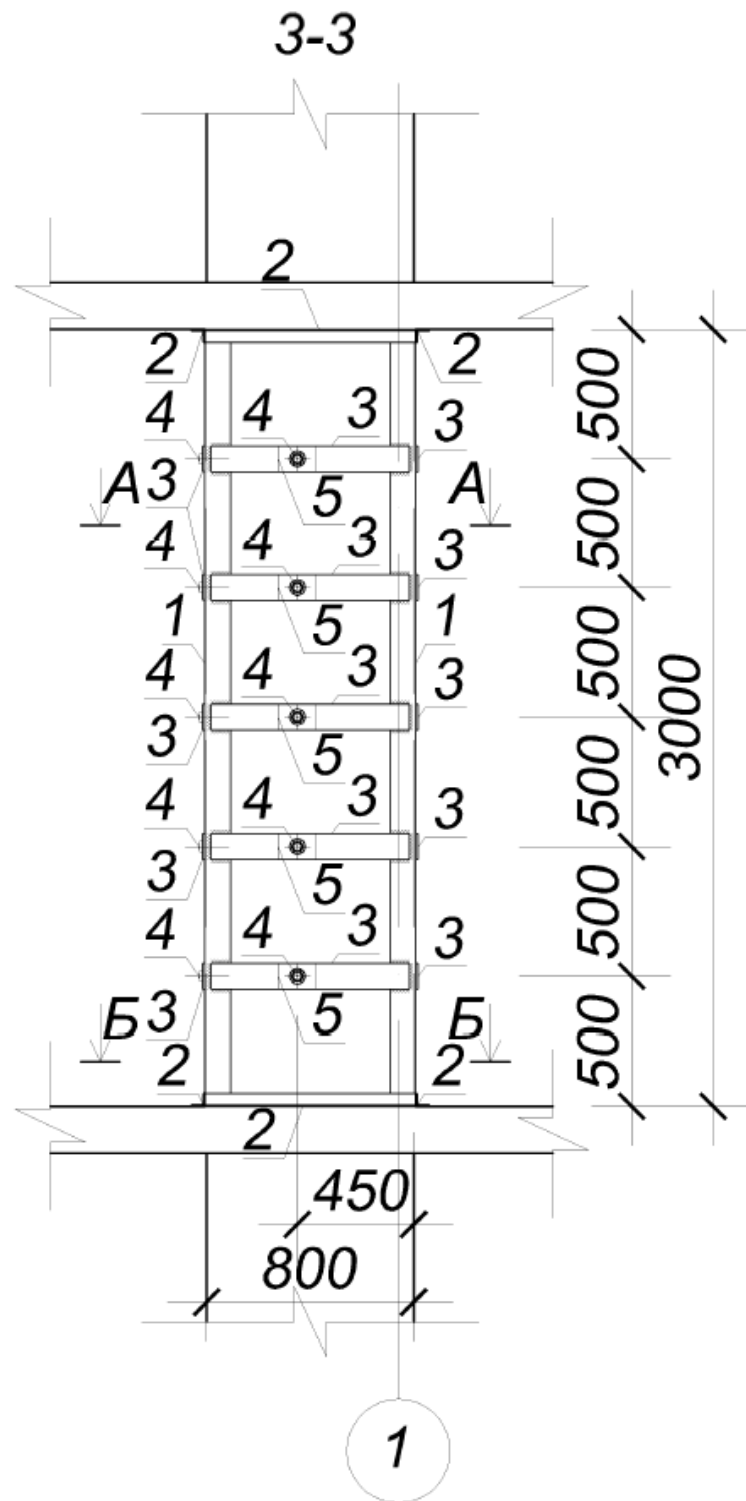


Рисунок А11 - Схема встановлення металевої обойми для підсилення вертикального залізобетонного елемента

(1 - кутики 100x100x8; 2 – кутики 50x50x5; 3 – металева смуга 100x8; 4 – анкер Ø12 А240; 5 – металева пластина 100x150x8)

**Додаток Б
(довідковий)**

Приклади розрахунків вертикальних залізобетонних елементів

Приклад 1 - Розрахунок підсилення колони металевою обоймою

1. Вихідні дані

Колона (рис. Б1): 400×400 мм, висота - 3 м

Бетон C20/25 → $f_{ck}=25$ МПа

Існуюча арматура: 4 стержні по 16 мм, клас А500С

Навантаження $N_{Ed}=1200$ кН

Металева обойма: сталь S355, товщина 5 мм, облягає периметр 0,5×0,5 м
(сумарна площа перерізу обойми $A_{st}=0,01$ м²).

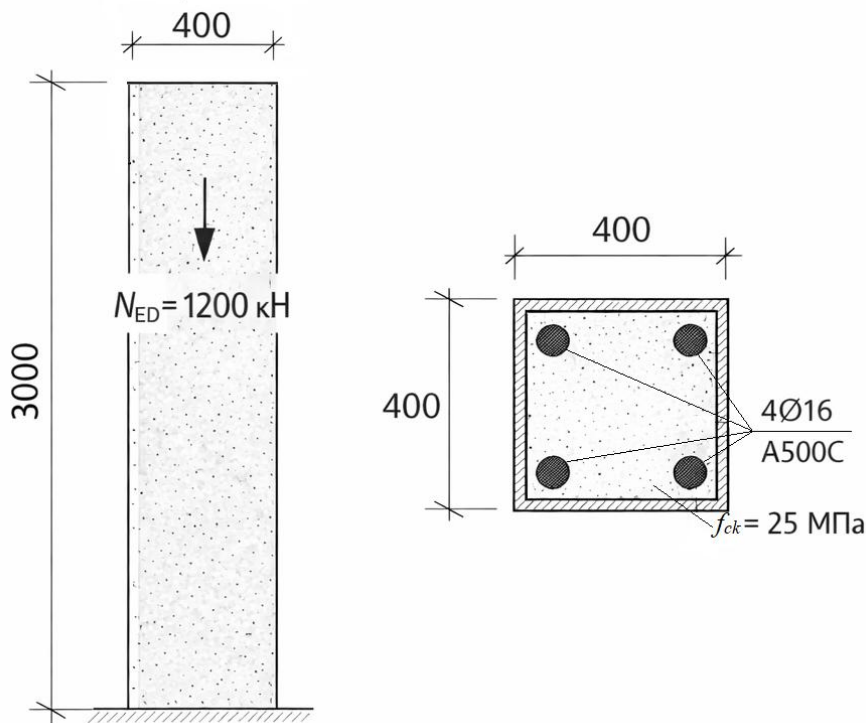


Рисунок Б1 – Поперечний переріз колони

2. Визначення несучої здатності існуючої колони

Розрахунок виконуємо відповідно до п. 5.8 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [18]:

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \approx 14,2 \text{ МПа}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,5} \approx 435 \text{ МПа}$$

$$A_c = 0,1584 \text{ м}^2, \quad A_s = 0,0016 \text{ м}^2$$

$$N_{Rd,existing} = f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s = 2946 \text{ кН}$$

3. Визначення несучої здатності з металевою обоймою

Металева обойма працює як зовнішня арматура під стиском (або частково як пояс при згині).

Розрахунок виконуємо відповідно до вимог ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [18] та ДСТУ Б В.3.1-2 [15]. Розрахункове зусилля, що сприймається сталеву обоймою, визначаємо за формулою:

$$N_{Rd,steel} = f_{yd,st} \cdot A_{st}$$

$$\text{де: } f_{yd,st} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{355}{1.1} \approx 323 \text{ МПа};$$

$$\text{Площа обойми } A_{st} = 0,01 \text{ м}^2$$

Тоді:

$$N_{Rd,steel} = 323 \cdot 0,01 = 3,23 \text{ МН} = 3230 \text{ кН}$$

Металева обойма розраховується для відновлення та підвищення несучої здатності відновленої колони, що зазнала пошкоджень, зокрема:

- осьовий стиск (N_{Ed}), що сприймає колона;
- частково зусилля від згину, якщо навантаження ексцентричне;
- при необхідності – тимчасові або динамічні навантаження (наприклад, вітрові або сейсмічні), відповідно до вимог проектної документації та нормативних актів.

Таким чином, обойма забезпечує підвищення несучої здатності колони і сприйняття навантажень, які не можуть бути повністю сприйняті існуючим перерізом.

4. Загальна несуча здатність після підсилення

$$N_{Rd,total} = N_{Rd,existing} + N_{Rd,steel} = 2946 + 3230 \approx 6176 \text{ кН}$$

Після виконання підсилення розрахункова несуча здатність конструкції збільшується та перевищує діюче розрахункове навантаження, що забезпечує необхідний запас міцності та надійність подальшої експлуатації елемента.

5. Перевірка на стійкість

Ефективна довжина $l_{eff} = 3\text{ м}$.

Радіус інерції нового перерізу майже не змінюється, але сталеву обойма збільшує момент інерції, тому коефіцієнт стійкості λ зменшується.

Перевірка за п. 5.3 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [18] – колона коротка і стійка.

Висновки

1. Металева обойма забезпечує додаткову несучу здатність $N_{Rd,steel} = 3230 \text{ кН}$.
2. Загальна несуча здатність колони після підсилення $N_{Rd,total} = 6176 \text{ кН}$.
3. Колона стабільна та стійка, перевірка λ показує відсутність критичного ризику втрати стійкості.
4. Розрахунок виконано відповідно до ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 [18] та ДБН В.3.1.-1 [8].

Приклад 2 - Розрахунок підсилення пілона металевою обоймою

1. Вихідні дані

Розглядається залізобетонний пілон прямокутного перерізу (рис. Б2).

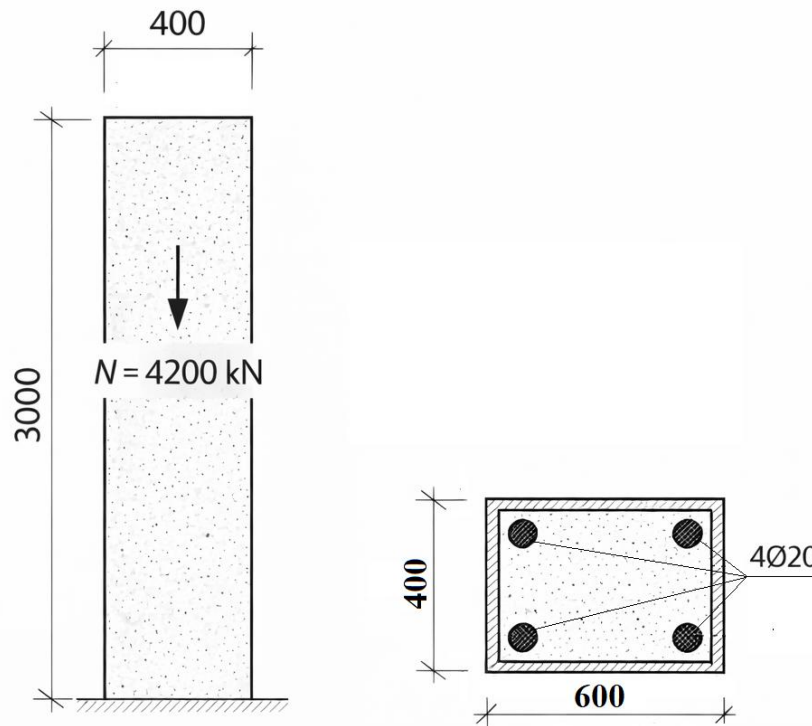


Рисунок Б2 – Поперечний переріз пілона

Розміри пілона:

$$b = 400 \text{ мм}$$

$$h = 600 \text{ мм}$$

Площа перерізу бетону виконується відповідно до п. 3.1 ДСТУ Б EN 1992-1-1 [18]:

$$A_c = b \cdot h$$

$$A_c = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24 \text{ м}^2$$

Клас бетону: C20/25

Розрахунковий опір бетону стиску визначається відповідно до табл. 3.1 ДБН В.2.6-98 [5]:

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}$$

Поздовжня арматура: 4Ø20

Площа арматури відповідно до п. 3.2 ДСТУ Б EN 1992-1-1 [18]:

$$A_s = 4 \cdot \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_s = 4 \cdot 314 = 1256 \text{ мм}^2$$

Розрахунковий опір арматури відповідно до табл. 6.2 ДБН В.2.6-98 [5]:

$$R_s = 355 \text{ МПа}$$

Розрахункове навантаження визначається відповідно до ДБН В.1.2-2 [2]:

$$N = 4200 \text{ кН}$$

2. Визначення несучої здатності існуючого пілона

Несуча здатність центрально-стиснутого залізобетонного елемента визначається відповідно до п. 8.1. ДБН В.2.6-98 [5] та п. 6.1 ДСТУ Б EN 1992-1-1 [18]:

$$N_{Rd} = R_b A_c + R_s A_s$$

Тоді:

$$N_{Rd} = 14,5 \cdot 0,24 + 355 \cdot 0,001256 = 3,48 + 0,446 = 3,93 \text{ МН} = 3930 \text{ кН}$$

3. Перевірка несучої здатності

Умова міцності відповідно до п. 7.1 ДБН В.2.6-98 [5]:

$$N \leq N_{Rd}$$

Оскільки:

$$N \leq N_{Rd} = 4200 \geq 3930 ,$$

несуча здатність **недостатня**, тому необхідне підсилення.

4. Прийнята схема підсилення

Підсилення виконується металевою обоймою, що складається з:

- вертикальні кутики: 4L100x8;
- горизонтальні пластини: 8x80 мм;
- крок стяжок: s=400мм;

Вимоги до металевих елементів приймаються згідно з ДБН В.2.6-198:2014 [7]:
сталь - S235.

$$R_y = 235 \text{ МПа}$$

5. Площа металевої обойми

Площа одного кутика L100x8 за сортаментом прокатної сталі ДСТУ 2251 [10]:

$$A = 15,2 \text{ см}^2$$

Площа чотирьох кутиків:

$$A_{st} = 4 \cdot 15,2 = 60,8 \text{ см}^2 = 0,00608 \text{ м}^2$$

6. Несуча здатність металевої обойми

Несуча здатність талевих елементів визначається відповідно до п. 6.1 ДБН В.2.6-198 [7]:

$$N_{st} = R_y \cdot A_{st}$$

$$\text{Тоді: } N_{st} = 235 \cdot 0,00608 = 1,43 \text{ МН} = 1430 \text{ кН}$$

7. Загальна несуча здатність підсиленого пілона

Сумарна несуча здатність відповідно до рекомендацій підсилення конструкцій ДСТУ Б В.3.1-2 [15]:

$$N_{Rd,total} = N_{Rd} + N_{st}$$

$$N_{Rd,total} = 3930 + 1430 = 5360 \text{ кН}$$

8. Перевірка умови

$$N = N_{Rd,total}$$

$$4200 \leq 5360$$

Умова виконується.

9. Висновок

Підсилення залізобетонного пілона металевою обоймою з чотирьох кутиків L100x8, об'єднаних горизонтальними стяжними пластинами з кроком 400 мм, забезпечує підвищення несучої здатності конструкцій до:

$$N_{Rd,total} = 5360 \text{ кН},$$

що перевищує розрахункове навантаження.