

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА УКРАЇНИ З НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

МАЙБОРОДА РОМАН ІГОРОВИЧ

УДК 614.841:624.012.45:614.839

ДИСЕРТАЦІЯ
ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ВНАСЛІДОК
ПОЖЕЖІ ТА ДЕФЛАГРАЦІЙНОГО ВИБУХУ

261 – пожежна безпека

26 – цивільна безпека

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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


_____ Р.І. Майборода

Науковий керівник:

Отрош Юрій Анатолійович, доктор технічних наук, професор

Черкаси – 2025

АНОТАЦІЯ

Майборода Р.І. Забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 261 – пожежна безпека. – Національний університет цивільного захисту України, Державна служба України з надзвичайних ситуацій, Черкаси, 2025.

Дисертаційна робота присвячена вирішенню важливого науково–практичного завдання в галузі пожежної безпеки – забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

У **вступі** подано загальну характеристику дисертаційної роботи. Обґрунтовано напрямки наукових досліджень, сформульовано мету роботи та основні завдання дослідження, об’єкт та предмет дослідження, наукову новизну, практичне впровадження, показано зв’язок роботи з науковими програмами. Наведено дані про особистий внесок здобувача, апробацію роботи та публікації.

У **першому розділі** проведено аналіз наукових джерел і нормативних документів щодо дослідження проблеми прогресуючого обвалення монолітних залізобетонних будівель внаслідок аварійних ситуацій. Виявлено, що існуючі дослідження обмежуються спрощеними розрахунковими методами та не охоплюють комбіновану дію пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху. Проаналізовано трактування терміну «прогресуюче обвалення» в нормативних документах і дослідженнях, за результатами чого встановлено неоднозначність цього визначення, що ускладнює розробку єдиних підходів для забезпечення стійкості будівель до прогресуючого обвалення. Виділено окрему категорію прогресуючого обвалення залізобетонних будівель, зумовленого пожежами, що супроводжуються вибухами, здебільшого газовими або пилоповітряними, що характерні для виробничих будівель. Встановлено, що вимоги сучасних методик

і нормативних документів не враховують особливості поведінки конструктивної системи монолітних залізобетонних будівель за умов комбінованого впливу пожежі та дефлаграційного вибуху. Виявлено основні недоліки існуючих підходів, що підтверджує необхідність розроблення методики для прогнозування та забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення в умовах комбінованих аварійних ситуацій.

У **другому розділі** розроблено математичну модель прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, яка на відміну від існуючих враховує нелінійні теплофізичні характеристики матеріалів, температурні режими пожеж, нелінійність законів деформування матеріалів конструкцій, вплив навантаження від дефлаграційного вибуху. Також розроблено математичну модель розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка побудована на базі рівнянь нестационарної теплопровідності, теплового випромінювання, конвективного теплообміну, враховує просторову сумісну теплову взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінювання поверхонь.

У **третьому розділі** розроблено методику, яка ґрунтується на запропонованих математичних моделях, дозволяє проводити розрахунки й прогнозувати стійкість монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення за умов високотемпературного впливу пожежі та динамічного навантаження, зумовленого внутрішнім дефлаграційним вибухом. Визначено особливості розрахунку прогресуючого обвалення залізобетонних будівель, спричиненого дією пожежі та дефлаграційного вибуху. Представлено комп'ютерну реалізацію запропонованої методики в програмному комплексі ЛПРА–САПР для забезпечення стійкості монолітної залізобетонної будівлі на прикладі шести поверхової виробничої споруди. За результатами чисельного моделювання визначено, що під дією пожежі тривалістю 60 хвилин переміщення плит перекриття зростає у 2,6 рази через втрату жорсткості матеріалів. У разі комбінованого впливу пожежі та дефлаграційного вибуху відзначено збільшення

переміщень до 8,2 рази. Визначено, що поєднаний вплив температурного та вибухового навантажень суттєво знижує несучу здатність конструктивної системи будівлі.

У **четвертому розділі** проведена перевірка достовірності розроблених математичних моделей шляхом порівняння результатів чисельного розрахунку з експериментальними даними випробувань на вогнестійкість монолітних залізобетонних конструкцій. Відносна похибка не перевищила 10 %. Виконаний розрахунок кошторису доцільності застосування розробленої методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху (на прикладі виробничої будівлі). Прямі витрати у разі впровадження додаткових конструктивних або інженерно-технічних заходів, визначених за методикою, у 6 разів менші, ніж витрати, пов'язані з відновленням зруйнованої будівлі після розвитку прогресуючого обвалення.

Наукова новизна одержаних результатів полягає у тому, що:

1. **Вперше** розроблено математичну модель прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, яка на відміну від існуючих враховує нелінійні теплофізичні характеристики матеріалів, температурні режими пожеж, нелінійність законів деформування матеріалів конструкцій, вплив навантаження від дефлаграційного вибуху.

2. **Вперше** розроблено математичну модель розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка побудована на базі рівнянь нестационарної теплопровідності, теплового випромінювання, конвективного теплообміну, враховує просторову сумісну теплову взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінювання поверхонь.

3. **Вперше** розроблено методику забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, яка базується на розроблених математичних моделях та

передбачає визначення напружено–деформованого стану конструктивної системи під впливом пожежі та вибуху, визначення зруйнованих елементів, вжиття конструктивних рішень або інженерно–технічних заходів з метою недопущення прогресуючого обвалення будівель.

4. Удосконалено комп'ютерну модель стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення, яка забезпечує програмну реалізацію розробленої методики.

Розроблена методика забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, яка базується на розроблених математичних моделях, є новим підходом, який дозволяє реалізовувати стратегії проектування, приймати обґрунтовані рішення щодо вибору конструктивних і інженерно–технічних заходів для забезпечення структурної цілісності будівель в умовах комбінованих аварійних навантажень. Використання удосконаленої комп'ютерної моделі дозволяє автоматизувати процес оцінювання стійкості конструктивної системи, здійснювати поетапне дослідження напружено–деформованого стану конструктивної системи та визначати критичні зони руйнування. Це забезпечує практичну цінність як на стадії проектування нових об'єктів, так і обстеження та реконструкції існуючих споруд, а також може бути використано в системах підтримки прийняття рішень в умовах надзвичайних ситуацій техногенного та воєнного характеру.

Ключові слова: пожежа, дефлаграційний вибух, комбінація навантажень, прогресуюче обвалення, математична модель, методика, комп'ютерна модель, ПК ЛІРА–САПР.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Публікації у наукових фахових виданнях, що входять до міжнародної наукометричної бази Scopus:

1. Skob Y., Dreval Y., Vasilchenko A., **Maiboroda R.** Selection of Material and Thickness of the Protective Wall in the Conditions of a Hydrogen Explosion of Various Power. *Key Engineering Materials*. 2023. 952. P. 121–129. doi: <https://doi.org/10.4028/p-ST1VeT>.

Особистий внесок – взято участь у розробці математичної моделі поширення хвилі вибуху, яка враховує тривимірний нестационарний характер вибухового процесу. Проведено розрахунок надлишкового тиску та імпульсу фази стиснення хвилі вибуху з побудовою просторово-часових полів у зоні ураження.

2. **Maiboroda, R.**, Zhuravskij, M., Otrosh, Y., Karpuntsov, V. Determination of the Required Area of Easily Removable Structures to Protect against Progressive Collapse. *In Key Engineering Materials*. 2024. 1004. P. 73–83. doi: <https://doi.org/10.4028/p-v0xa6h>.

Особистий внесок – розроблення імітаційної моделі для визначення необхідної площі легкоскидних конструкцій для захисту від прогресуючого обвалення, яке виникає через вибух.

Публікації в наукових фахових виданнях України, що входять до міжнародних наукометричних баз:

3. Otrosh Ю.А., **Майборода Р.І.**, Ромін А.В. Дослідження методик розрахунку прогресуючого обвалення. *Механіка та математичні методи*. 2023. 2, С. 25–40. URL: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2023-5-2-25-40>.

Особистий внесок – узагальнення чинників, які спричиняють виникнення прогресуючого обвалення внаслідок пожеж, в результаті аналізу наукових праць виявлено відсутність єдиної методики розрахунку стійкості конструкцій до прогресуючого руйнування за умов комбінованої дії пожежі та вибуху.

4. **Майборода Р.І.**, Отрош Ю.А. Програмна реалізація оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення. *Проблеми надзвичайних ситуацій*. 2025. 1(41), С. 177–193. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/25353>.

Особистий внесок – розроблення комп'ютерної моделі з оцінювання стійкості залізобетонних монолітних будівель до прогресуючого обвалення під впливом комбінованої дії пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху, визначення особливостей розрахунку.

5. **Майборода Р.І.**, Отрош Ю.А. Удосконалення математичної моделі теплопередачі системи «залізобетонна колона–перекриття». *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. 2025. 1(19). С. 97–108. URL: [https://doi.org/10.33269/nvcz.2025.1.\(19\).97–108](https://doi.org/10.33269/nvcz.2025.1.(19).97–108).

Особистий внесок – розроблення та удосконалення математичної моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка враховує просторову сумісну теплову взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінення поверхонь.

6. **Майборода Р.**, Отрош Ю. Дослідження методики розрахунку стійкості до прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та вибуху. *Комунальне господарство міст*. 2025. 3(191). С. 485–495. URL: <https://doi.org/10.33042/2522–1809–2025–3–191–485–495>.

Особистий внесок – аналіз наукових джерел щодо можливості проведення розрахунків на стійкість залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху, розроблення методики забезпечення стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішньому дефлаграційному вибуху.

7. **Maiboroda R.**, Otroch Yu. Improved thermomechanical model for predicting the behaviour of reinforced concrete structures under fire and explosion conditions. *Mechanics and Mathematical Methods*. 2025. VII (2). P. 66–85. URL: <https://doi.org/10.31650/2618–0650–2025–7–2–66–85>.

Особистий внесок – розроблення математичної моделі для прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій при дії підвищених температур пожежі та надлишкового тиску від дефлаграційного вибуху.

Публікації у закордонних фахових виданнях:

8. Purdenko, R., **Maiboroda, R.**, Rashkevich, N., Otrosh, Y. Development of a Numerical Model of the «Soil–Foundation–Building» System. *In Applied Mechanics and Materials*. 2024. 924, P. 191–199. doi: <https://doi.org/10.4028/p-5oeggb>.

Особистий внесок – постановка проблеми та завдання, огляд проблематики, проведення чисельних розрахунків прогресуючого обвалення будівлі внаслідок пожежі та вибуху.

Публікації, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

9. **Майборода Р.І.** Аналіз можливості проведення розрахунків на стійкість будівель та споруд до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі. *Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків. Матеріали круглого столу (вебінару)*. м. Харків: НУЦЗ України, 2023. С. 112–113. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/17084>.

Особистий внесок – формування наукового завдання щодо необхідності забезпечення стійкості будівель в умовах пожежі.

10. **Майборода Р.І.**, Otrosh Ю.А. Необхідність дослідження і підвищення протидії конструкцій прогресуючому (каскадному) обваленню будівель та споруд. *Проблеми та перспективи забезпечення цивільного захисту: матеріали міжнародної науково–практичної конференції молодих учених*. м. Харків: НУЦЗ України, 2023. С. 69. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/17664>.

Особистий внесок – проведений критичний огляд проблематики щодо відсутності обґрунтованих методик розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожеж та вибухів.

11. **Майборода Р.І.**, Otrosh Ю.А. Огляд методів розрахунку прогресуючого обвалення при виникненні пожежі. *Надзвичайні ситуації: безпека та захист: Матеріали XIII Всеукраїнської науково–практичної конференції з міжнародною*

участю. м. Черкаси: ЧПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України. 2023. С. 135–136. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/18473>.

Особистий внесок – порівняння основних методів розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення, які використовуються в різних країнах.

12. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Прогресуюче обвалення будівель в умовах сьогодення. *XV Міжнародна наукова конференція Європейської Асоціації наук з безпеки (EAS) «Безпека людини у сучасних умовах».* м. Харків: НТУ «ХПІ», 2023. С. 25–27. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/19092>.

Особистий внесок – формування проблематики відсутності єдиної методики розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення в умовах пожежі з акцентом на необхідність врахування комбінацій аварійних навантажень.

13. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Необхідність дослідження несучих залізобетонних конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд в умовах вибуху та пожежі після вибуху. *Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків.* Матеріали круглого столу (вебінару). м. Харків: НУЦЗ України, 2024. С. 34–35. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/19881>.

Особистий внесок – оцінювання сучасного стану вивчення питання прогресуючого обвалення будівель в умовах вибуху та після вибухової пожежі.

14. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Сучасний стан можливості проведення розрахунків на стійкість будівель та споруд до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі. *Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків.* Матеріали круглого столу (вебінару). м. Харків: НУЦЗ України, 2024. С. 104–105. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/19974>.

Особистий внесок – обґрунтування необхідності створення єдиної методики, яка б враховувала комбіновані аварійні дії, теплофізичні зміни властивостей матеріалів, зміну механічних властивостей матеріалів при пожежі.

15. **Майборода Р.І.** Необхідність розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення при пожежі та вибуху. *Problems of Emergency Situations*: матеріали Міжнародної науково–практичної конференції. м. Черкаси: НУЦЗ України, 2025. С. 87–88. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/25067>.

Особистий внесок – обґрунтування необхідності проведення розрахунків стійкості будівель до прогресуючого обвалення при пожежі та вибуху.

16. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Оцінка стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та вибуху. *Актуальні проблеми інженерної механіки*: XI Міжнародна науково–технічна конференція. м. Одеса : ОДАБА, 2025. С. 131–133. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/25288>.

Особистий внесок – проведення чисельних розрахунків прогресуючого обвалення будівлі внаслідок пожежі та вибуху.

ABSTRACT

Mayboroda R.I. Ensuring the resistance of monolithic reinforced concrete buildings to progressive collapse caused by fire and deflagration explosion – a qualification research work presented as a manuscript.

A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy in speciality 261 – Fire Safety. – National University of Civil Protection of Ukraine, State Emergency Service of Ukraine, Cherkasy, 2025.

This dissertation is devoted to solving an important scientific and practical problem in the field of fire safety – ensuring the resistance of monolithic reinforced

The introduction presents a general overview of the dissertation. It substantiates the direction of the research, defines the aim of the work and the main objectives of the study, the object and subject of research, the scientific novelty, and the practical implementation. It also demonstrates the connection of the dissertation with scientific programmes. Information regarding the author's personal contribution, the approbation of the research, and the related publications is provided.

The first section analyses scientific sources and regulatory documents concerning the study of the problem of progressive collapse of monolithic reinforced concrete buildings as a result of emergency situations. It has been found that existing studies are limited to simplified calculation methods and do not cover the combined effects of fire and internal deflagration explosions. The interpretation of the term 'progressive collapse' in regulatory documents and studies is analysed, and the results show that this definition is ambiguous, which complicates the development of uniform approaches to ensuring the resistance of buildings to progressive collapse. A separate category of progressive collapse of reinforced concrete buildings caused by fires accompanied by explosions, mainly gas or dust explosions, which are characteristic of industrial buildings, has been identified. It has been established that the requirements of modern methods and regulatory documents do not take into account the peculiarities of the behaviour of the structural system of monolithic reinforced concrete buildings under the combined influence of fire and deflagration explosion. The main

shortcomings of existing approaches have been identified, confirming the need to develop new methods for predicting and ensuring the stability of monolithic reinforced concrete buildings against progressive collapse in combined emergency situations.

The second chapter developed a mathematical model for predicting the behaviour of monolithic reinforced concrete structures under fire and deflagration explosion conditions, which, unlike existing models, takes into account the nonlinear thermophysical characteristics of materials, fire temperature regimes, the nonlinearity of the laws of deformation of structural materials, and the impact of deflagration explosion loads. A mathematical model of the distribution of temperature fields in the 'reinforced concrete column-slab' system during a fire has been developed, which is based on equations of unsteady heat conduction, thermal radiation, convective heat transfer, taking into account the spatial combined thermal interaction of structural elements, thermal contact in the node area, and the mechanism of mutual irradiation of surfaces.

The third section developed a methodology based on the proposed mathematical models, which allows calculations to be made and the stability of monolithic reinforced concrete buildings to be predicted in terms of progressive collapse under conditions of high-temperature fire exposure and dynamic loading caused by an internal deflagration explosion. The features of calculating the progressive collapse of reinforced concrete buildings caused by fire and deflagration explosions are determined. A computer implementation of the proposed methodology in the LIRA-SAPR software complex is presented to ensure the stability of a monolithic reinforced concrete building using the example of a six-storey industrial building. According to the results of numerical modelling, it has been determined that under the action of a fire lasting 60 minutes, the displacement of floor slabs increases 2.6 times due to the loss of material stiffness. In the case of the combined effect of fire and deflagration explosion, an increase in displacement up to 8.2 times has been noted. It was determined that the combined effect of thermal and explosive loads significantly reduces the load-bearing capacity of the building's structural system.

In **the fourth section**, the reliability of the developed mathematical models was verified by comparing the results of numerical calculations with experimental data from fire resistance tests of monolithic reinforced concrete structures. The relative error did not exceed 10%. A cost estimate was made for the feasibility of applying the developed methodology to ensure the stability of monolithic reinforced concrete buildings against progressive collapse due to fire and deflagration explosion (using the example of an industrial building). The direct costs of implementing additional structural or engineering measures specified in the methodology are six times lower than the costs associated with restoring a destroyed building after progressive collapse.

The scientific novelty of the results obtained lies in the fact that:

1. **For the first time**, a mathematical model has been developed to predict the behaviour of monolithic reinforced concrete structures in conditions of fire and deflagration explosion, which, unlike existing models, takes into account the nonlinear thermophysical characteristics of materials, temperature regimes of fires, the nonlinearity of the laws of deformation of structural materials, and the impact of loads from deflagration explosions.

2. **For the first time**, a mathematical model of temperature field distribution in a reinforced concrete column-slab system during a fire has been developed, based on equations of unsteady heat conduction, thermal radiation, convective heat transfer, taking into account the spatial combined thermal interaction of structural elements, thermal contact in the node area, and the mechanism of mutual irradiation of surfaces.

3. **For the first time**, a methodology has been developed to ensure the stability of monolithic reinforced concrete buildings against progressive collapse due to fire and deflagration explosion, which is based on developed mathematical models and provides for determining the stress-strain state of the structural system under the influence of fire and explosion, identifying destroyed elements, and implementing structural solutions or engineering and technical measures to prevent progressive collapse of buildings.

4. A computer model of the resistance of monolithic reinforced concrete buildings to progressive collapse **has been improved**, which ensures the software implementation of the developed methodology.

The developed methodology for ensuring the resistance of monolithic reinforced concrete buildings to progressive collapse due to fire and deflagration explosion, which is based on the developed mathematical models, is a new approach that allows you to implement design strategies, make informed decisions on the choice of structural and engineering measures to ensure the structural integrity of buildings under conditions of combined emergency loads. The use of an improved computer model allows you to automate the process of assessing the stability of the structural system, carry out a phased study of the stress-strain state of the structural system and determine critical failure zones. This provides practical value both at the design stage of new facilities and during the inspection and reconstruction of existing structures, and can also be used in decision-making support systems in conditions of man-made and military emergencies.

Keywords: fire, deflagration explosion, load combination, progressive collapse, mathematical model, methodology, computer model, LIRA–SAPR PC.

ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ЗМІСТ.....	15
ВСТУП.....	17
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ ПІДХОДІВ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ.....	27
1.1. Сучасний стан досліджень щодо оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та вибуху.....	27
1.2. Аналіз визначення поняття «прогресуюче обвалення» в різних країнах світу.....	35
1.3. Прогресуюче обвалення будівель внаслідок різних аварійних впливів.....	40
1.4. Найбільш значимі чинники, які підвищують ризик виникнення прогресуючого обвалення будівель.....	52
1.5. Сучасні підходи до прогнозування можливості настання прогресуючого обвалення.....	56
Висновки до розділу 1.....	86
РОЗДІЛ 2. РОЗРОБКА МАТЕМАТИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ВНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ ТА ДЕФЛАГРАЦІЙНОГО ВИБУХУ.....	88
2.1. Розробка математичної моделі прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху.....	88
2.2. Розробка математичної моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі.....	111
Висновки до розділу 2.....	127
РОЗДІЛ 3. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ТА КОМП'ЮТЕРНОЇ МОДЕЛІ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ВНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ ТА ДЕФЛАГРАЦІЙНОГО ВИБУХУ.....	128

3.1. Методика забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.....	128
3.2. Обґрунтування вибору системи автоматизованого проектування.....	138
3.3. Програмна реалізація методики забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення монолітних залізобетонних будівель внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.....	141
Висновки до розділу 3.....	159
РОЗДІЛ 4. ПЕРЕВІРКА ДОСТОВІРНОСТІ РОЗРОБЛЕНИХ МОДЕЛЕЙ ТА ОЦІНЮВАННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАПРОПОНОВАНОЇ МЕТОДИКИ.....	161
4.1. Верифікація математичної моделі прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху	161
4.2. Верифікація математичної моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі.....	180
4.3. Визначення ефективності методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.....	189
Висновок до розділу 4.....	194
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	195
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	198
ДОДАТОК А. Список публікацій за темою дисертації.....	211
ДОДАТОК Б. Акти впровадження результатів дисертаційної роботи.....	217
ДОДАТОК В. Локальні кошториси на будівельні роботи виробничої будівлі за різних перерізів колон та перекриття.....	221

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. Забезпечення надійності та безпеки будівель та споруд при дії пожежі та вибуху набуває актуальності в умовах сучасних викликів. Однією з найнебезпечніших форм наслідків таких впливів є настання прогресуючого обвалення будівлі – послідовне (ланцюгове) руйнування несучих будівельних конструкцій, що призводить до обвалення всієї споруди або її частин внаслідок локального руйнування/пошкодження. Одні з основних причин, що можуть викликати початкове руйнування конструкцій, є пожежі у поєднанні з внутрішніми вибухами.

Зокрема, дефлаграційні вибухи газоповітряних сумішей, які виникають у закритих або частково обмежених просторах приміщень, можуть створювати короточасні імпульсні навантаження високої інтенсивності. Поєднання дії таких вибухів із температурним впливом пожежі має значний вплив на конструкції, який спричиняє їх руйнування, втрату зв'язків у вузлах та зниження несучої здатності.

Згідно з аналізом наявної статистики, кількість задокументованих випадків прогресуючого обвалення будівель, викликаних різними чинниками, залишається відносно невеликою, проте наслідки таких подій мають надзвичайно руйнівний характер. За узагальненими даними з наукових джерел, технічних звітів та офіційних розслідувань у світі зафіксовано понад 50 випадків прогресуючого обвалення будівель, спричинених пожежами. Найбільше таких обвалень спостерігається в багатоповерхових каркасних будівлях, зокрема тих, що мають залізобетонний або сталевий несучий каркас. У цих випадках, внаслідок інтенсивного температурного впливу, порушується несуча здатність ключових конструктивних елементів, що призводить до втрати просторої стійкості будівельної системи.

Окремою категорією є випадки прогресуючого обвалення, спричинені вибуховими навантаженнями, найчастіше газовими або пилоповітряними

вибухами, що відбуваються всередині будівель. Задokumentовано понад 30 значних інцидентів, де вибухи стали причиною катастрофічних руйнувань.

Особливу увагу слід приділити пожежам, що супроводжуються вибухами, які найчастіше трапляються в промислових будівлях. Специфіка технологічного обладнання, використання горючих газів, легкозаймистих рідин, а також наявність вибухонебезпечних матеріалів (наприклад, пилу) значно підвищує ризик виникнення дефлаграційних вибухів. Комбінація пожежі та дефлаграційного вибуху підвищує ймовірність настання прогресуючого обвалення будівель, оскільки одночасний вплив високих температур і імпульсних вибухових навантажень сприяє каскадному руйнуванню конструкцій. Такі інциденти, як правило, супроводжуються значними матеріальними збитками і людськими жертвами, що підкреслює важливість подальших досліджень та розробки ефективних методів попередження прогресуючого обвалення будівель, спричиненого пожежами та вибухами, особливо на промислових об'єктах.

Наразі більшість наукових досліджень та нормативних документів розглядають вплив пожежі та вибуху на конструкції окремо. Особливо важливо врахувати просторову взаємодію елементів конструктивної системи – перекриттів, колон, вузлів з'єднання, які в умовах складних впливів працюють спільно. Конструктивна схема будь-якої будівлі повинна забезпечувати його міцність і стійкість у випадку локального руйнування несучих конструкцій, спричинених в тому числі пожежами та вибухами, як мінімум на час, необхідний для повної евакуації людей та роботи рятувальних підрозділів.

Дослідження прямо пов'язані із виконанням вимог ДБН В.1.1–7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги», ДБН В.1.2–14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»: для будинків, що мають клас наслідків (відповідальності) СС3 та СС2 (значні та середні наслідки), передбачається обов'язковий розрахунок на стійкість до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі. Згідно з вимогами

EN 1990 та EN 1991–1–7 конструкції потрібно проектувати так, щоб виключити можливість прогресуючого обвалення внаслідок вибуху всередині приміщень.

Однак відсутні дослідження, що направлені на вивчення питання прогресуючого обвалення монолітних залізобетонних будівель при різних комбінованих особливих впливах, в тому числі за участю пожеж, які в подальшому супроводжуються вибухами.

Ідея роботи полягає у вирішенні важливого науково–практичного завдання в галузі пожежної безпеки, а саме: забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

Вирішення цього проблемного питання неможливе без розроблення математичних моделей для прогнозування та забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху та методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення, яка дозволяє визначати напружено–деформований стан конструктивної системи під впливом пожежі та вибуху, визначення зруйнованих елементів, вжиття конструктивних рішень або інженерно–технічних заходів з метою попередження прогресуючого обвалення будівель, програмну реалізацію методики.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Робота виконувалася в рамках Стратегії національної безпеки України, затвердженої Указом Президента України від 26.05.2015 року № 287/2015, відповідно до Розпорядження КМУ від 27 квітня 2011 року № 368–р «Про схвалення Концепції Загальнодержавної цільової соціальної програми захисту населення і територій від надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру на 2012–2016 роки» та «Стратегії реформування системи Державної служби з надзвичайних ситуацій», схваленої Розпорядженням КМУ від 25 січня 2017 р. №61–р. Основні наукові результати є складовою частиною науково–дослідної роботи кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки Національного університету цивільного захисту України

№ ДР 0123U100665 «Підвищення надійності захисних споруд цивільного захисту», в якій автор брав участь як виконавець.

Мета і завдання дослідження відповідно до предмета та об'єкта дослідження.

Метою роботи є розробка методики забезпечення стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити наступні завдання досліджень:

1. Проаналізувати результати досліджень в області розрахунку та забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення залізобетонних будівель та споруд внаслідок пожежі та вибуху.

2. Розробити математичні моделі для прогнозування та забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху.

3. Розробити методику забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, яка дозволить визначати напружено-деформований стан конструктивної системи під впливом пожежі та вибуху для подальшого прийняття конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів з метою попередження прогресуючого обвалення будівель, програмну реалізацію методики.

4. Провести перевірку достовірності розроблених математичних моделей шляхом порівняння результатів комп'ютерного моделювання з експериментальними даними випробувань на вогнестійкість залізобетонних конструкцій та оцінити ефективність запропонованої методики.

Об'єкт дослідження. Вплив пожежі та дефлаграційного вибуху на стійкість до прогресуючого обвалення монолітних залізобетонних будівель.

Предмет дослідження. Параметри стійкості монолітних залізобетонних будівель при високотемпературних впливах пожежі та динамічного навантаження від внутрішнього дефлаграційного вибуху.

Методи дослідження. В роботі використовуються наступні методи досліджень: методи експериментального дослідження поведінки зразків при нагріванні, метод скінченних елементів; математичне та комп'ютерне моделювання процесів нестационарного теплообміну між факелом пожежі та будівельними конструкціями шляхом використання методу нестационарної теплопровідності; для обробки експериментальних даних та верифікації результатів теоретичних досліджень були застосовані методи математичної статистики.

Наукова новизна отриманих результатів.

1. **Вперше** розроблено математичну модель прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, яка на відміну від існуючих враховує нелінійні теплофізичні характеристики матеріалів, температурні режими пожеж, нелінійність законів деформування матеріалів конструкцій, вплив навантаження від дефлаграційного вибуху.

2. **Вперше** розроблено математичну модель розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка побудована на базі рівнянь нестационарної теплопровідності, теплового випромінювання, конвективного теплообміну, враховує просторову сумісну теплову взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінювання поверхонь.

3. **Вперше** розроблено методику забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, яка базується на розроблених математичних моделях та передбачає визначення напружено–деформованого стану конструктивної системи під впливом пожежі та вибуху, визначення зруйнованих елементів, вжиття конструктивних рішень або інженерно–технічних заходів з метою недопущення прогресуючого обвалення будівель.

4. **Удосконалено** комп'ютерну модель стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення, яка забезпечує програмну реалізацію розробленої методики.

Отримані в роботі теоретичні та експериментальні результати дозволяють стверджувати про необхідність урахування комбінації аварійних впливів, зокрема пожежного навантаження та внутрішнього вибуху (дефлаграційного типу). Такий підхід забезпечує достовірне прогнозування поведінки конструкцій у надзвичайних ситуаціях і має важливе практичне значення для підвищення рівня пожежної безпеки, оптимізації проектних рішень та формування ефективних протипожежних заходів на етапі проектування будівель, в яких можливий дефлаграційний вибух під час пожежі.

Достовірність та обґрунтованість результатів підтверджується розв'язанням поставленої задачі з використанням результатів чисельних досліджень; використанням у розрахунках фундаментальних закономірностей будівельної механіки, опору матеріалів, методів розрахунку будівельних конструкцій за допомогою сучасних розрахункових комплексів МСЕ; задовільною збіжністю власних результатів комп'ютерного моделювання із експериментальними результатами натурних випробувань (похибка до 10%) у тому числі закордонних, даними комп'ютерного моделювання роботи конструкцій, а також статистичною обробкою отриманих результатів.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання результатів роботи під час розробки проектної документації на нове будівництво, реконструкцію, технічне переоснащення, капітальний ремонт, для забезпечення стійкості конструктивних систем будівель в умовах впливу пожежі та дефлаграційного вибуху та у разі необхідності розробляти відповідні конструктивні рішення або інженерно-технічні заходи з метою недопущення прогресуючого обвалення.

Розроблена методика забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, яка базується на розроблених математичних моделях, є новим підходом,

який дозволяє реалізовувати стратегії проєктування, приймати обґрунтовані рішення щодо вибору конструктивних і інженерно–технічних заходів для забезпечення структурної цілісності будівель в умовах комбінованих аварійних навантажень. Використання удосконаленої комп’ютерної моделі дозволяє автоматизувати процес оцінювання стійкості конструктивної системи, здійснювати поетапне дослідження напружено–деформованого стану конструктивної системи та визначати критичні зони руйнування. Це забезпечує практичну цінність як на стадії проєктування нових об’єктів, так і обстеження та реконструкції існуючих споруд, а також може бути використано в системах підтримки прийняття рішень в умовах надзвичайних ситуацій техногенного та воєнного характеру.

Результати дисертаційної роботи впроваджені в наступному:

1. Розроблена методика забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху застосовується в межах повноважень практичними підрозділами ГУ ДСНС України у Дніпропетровській області (Акт впровадження від 03.11.2025).

2. Розроблена методика забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху використовується для розробки проєктної документації ПП «ПРОЕКТБУДСТАР» (Акт впровадження від 03.11.2025).

3. Теоретичні положення роботи використані в навчальному процесі для підготовки здобувачів за другим (магістерським) рівнем вищої освіти галузь знань 26 «Цивільна безпека», спеціальність 261 «Пожежна безпека» (Акт впровадження від 31.10.2025).

Особистий внесок здобувача полягає в тому, що всі основні результати дисертаційного дослідження автором одержані самостійно та наведені в роботах, що представлені в додатку А. При проведенні дисертаційних досліджень здобувачем в роботі [1] взято участь у розробці математичної моделі поширення хвилі вибуху, яка враховує тривимірний нестационарний характер вибухового

процесу. Проведено розрахунок надлишкового тиску та імпульсу фази стиснення хвилі вибуху, з побудовою просторово–часових полів у зоні ураження. В роботі [2] розроблено імітаційну модель для визначення необхідної площі легкоскидних конструкцій для захисту від прогресуючого обвалення від вибуху. В роботі [3] узагальнено причини виникнення прогресуючого обвалення внаслідок пожеж, виявлено відсутність єдиної методики розрахунку стійкості конструкцій до прогресуючого руйнування за умов впливу вогню та вибуху. В роботі [4] розроблено комп'ютерну модель з оцінювання стійкості залізобетонних монолітних будівель до прогресуючого обвалення під впливом комбінованої дії пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху, визначено особливості розрахунку. В роботі [5] розроблено математичну модель розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка враховує просторову сумісну теплову взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінення поверхонь. В роботі [6] здійснено аналіз можливості проведення розрахунків на стійкість залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху, розроблено методику забезпечення стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху. В роботі [7] розроблено термомеханічну модель прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій при підвищених температурах пожежі та надлишкового тиску від дефлаграційного вибуху. В роботі [8] запропоновано комп'ютерну модель та проведено в програмному комплексі ЛІРА–САПР чисельні розрахунки прогресуючого обвалення будівлі внаслідок пожежі та вибуху з врахуванням особливостей з'єднання будівлі з ґрунтом. В роботі [9] сформовано наукове завдання щодо необхідності забезпечення стійкості будівель в умовах пожежі. В роботі [10] проведено критичний огляд проблематики щодо відсутності обґрунтованих методик розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожеж та вибухів. В роботі [11] здійснено порівняння основних методів розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення,

які використовуються в різних країнах. В роботі [12] визначена проблематики у відсутності єдиної методики розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення в умовах пожежі з акцентом на необхідність врахування комбінацій аварійних навантажень. В роботі [13] досліджено вивчення питання прогресуючого обвалення будівель в умовах вибуху та після вибухової пожежі. В роботі [14] обґрунтована необхідність створення єдиної методики розрахунку, яка б враховувала комбіновані аварійні дії, теплофізичні зміни властивостей матеріалів, зміну механічних властивостей матеріалів при пожежі. В роботі [15] визначено необхідності проведення розрахунків стійкості будівель до прогресуючого обвалення при пожежі та вибуху. В роботі [16] визначено необхідність застосування чисельних розрахунків прогресуючого обвалення будівлі внаслідок пожежі та вибуху.

Апробація матеріалів дисертації.

Основні положення та результати дисертаційного дослідження представлені та отримали підтримку на науково–практичних конференціях різного рівня:

- Міжнародна науково–практична конференція «Problems of Emergency Situations», м. Харків, НУЦЗ України (2022 р., 2023 р., 2024 р., 2025 р.);
- Вебінар «Запобігання надзвичайним ситуаціям та їх ліквідація», м. Харків, НУЦЗ України, (2022 р.);
- Міжнародна науково–практична конференція молодих учених «Проблеми та перспективи забезпечення цивільного захисту», м. Харків, НУЦЗ України, (2023 р.);
- круглий стіл (вебінар) «Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків», м. Харків, НУЦЗ України, (2023 р., 2024 р.);
- XIII Всеукраїнська науково–практична конференція з міжнародною участю «Надзвичайні ситуації: безпека та захист» (м. Черкаси, 2023 р., 2024 р.);
- Науково–практична конференція «Актуальні проблеми інженерної механіки», (м. Одеса, 2023 р., 2024 р., 2025 р.).

Результати дисертаційного дослідження в цілому розглядалися на засіданнях кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально–наукового інституту пожежної та техногенної безпеки Національного університету цивільного захисту України (березень 2023 р., серпень 2023 р., березень 2024 р., серпень 2024 р., грудень 2024 р., березень 2025 р., серпень 2025 р.).

Публікації. Результати дисертаційного дослідження опубліковані в 16 наукових працях, з них 5 статей у фахових виданнях України, 1 публікація у закордонному фаховому виданні, 2 статті у виданнях, які включено до міжнародних наукометричних баз Scopus та 8 тез доповідей на конференціях.

Структура та обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається із анотації, змісту, вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків. Загальний обсяг дисертації складає 233 сторінки, з яких 175 сторінки основного тексту, містить 69 рисунків та 26 таблиць. Список використаних джерел складається з 118 найменувань.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ ПІДХОДІВ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ

В рамках вирішення першого наукового завдання проаналізовані результати досліджень в області розрахунку та забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення будівель, поняття «прогресуюче обвалення» в різних країнах світу, випадки прогресуючого обвалення будівель внаслідок різних аварійних впливів, найбільш значимі чинники, які підвищують ризик виникнення прогресуючого обвалення будівель, а також сучасні підходи до прогнозування можливості настання прогресуючого обвалення будівель.

1.1. Сучасний стан досліджень щодо оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та вибуху

Проблема стійкості будівель до прогресуючого обвалення є однією із найбільш актуальних у сучасному будівництві, особливо в умовах зростання техногенних і природних загроз. З огляду на складність і багатофакторність механізмів прогресуючого обвалення, дослідники усього світу приділяють значну увагу розробленню комп'ютерних моделей, експериментальних та аналітичних методик, що дозволяють оцінити та забезпечити стійкість будівель, враховувати ризики виникнення такого явища та розробляти ефективні заходи запобігання, особливо в умовах військового стану.

Ruthes H. [1] виконав комплексне дослідження поведінки монолітних залізобетонних конструкцій при дії аварійних впливів, зокрема у контексті прогресуючого обвалення. Автор здійснив чисельне моделювання поведінки багатоповерхової залізобетонної будівлі у разі руйнування вертикальних несучих елементів, зокрема колон. Для аналізу сценаріїв руйнування застосовано низку традиційних підходів, наведених у чинних міжнародних нормах і стандартах. На підставі отриманих результатів було встановлено, що метод альтернативного шляху є більш дієвим для досліджуваної конструктивної схеми.

Водночас дослідження не охоплювало врахування аварійних впливів, таких як пожежа або вибух, на характер пошкоджень і механізм розвитку прогресуючого обвалення.

Nene N. [2] провів дослідження поведінки багатоповерхової сталеві рами з бетонними плитами щодо прогресуючого обвалення в умовах пожежі. Виконаний термомеханічний аналіз за допомогою чисельного моделювання в ANSYS, з урахуванням геометричної, фізичної та конструктивної нелінійності матеріалів. З'ясовано, що на процес та масштаби обвалення впливає місце пожежі та дія перерозподіленого навантаження. У рамках моделювання не розглянуто сценарії комбінованого впливу пожежі та вибуху.

Alasiri M. [3] досліджував композитні плити або стіни заповнені бетоном також відомі як стіни SpeedCore, поперечний переріз яких складається з бетонного заповнення, розташованого між сталевими лицьовими пластинами, де сталеві пластини з'єднані між собою сталевими стяжками. Розробив підхід до проектування вогнестійкості повних систем перекриття, які складаються зі стін SpeedCore, композитних плит перекриття та з'єднань між стінами та підлогою. З'ясувано, що підвищені температури призведуть до зниження механічних властивостей сталі та бетону під час пожежі в будівлях, а також до відмови структурних елементів та прогресуючого обвалення. Вплив вибухового імпульсу на конструктивну систему SpeedCore в умовах пожежі залишився поза межами дослідження.

Melo S. [4] чисельно моделював прогресуюче обвалення залізобетонних конструкцій. Застосовано метод скінченних елементів і використані плоскі рамні елементи на основі теорії балок Ейлера–Бернуллі. Проведені автором параметричні дослідження показали, що коефіцієнт армування є важливішим за інші параметром для опору прогресуючому обваленню, в той час, як міцність на стиск має незначний вплив. Дослідження не охоплює вплив високих температур та вибухових навантажень.

У роботі Padre E. [5] представив реалізацію обчислювального алгоритму, здатного перевіряти стійкість залізобетонної колони з будь-яким перерізом в

умовах пожежі. Зазначив, що міцність залізобетонної конструкції при високих температурах може бути знижена через зменшення її механічних властивостей: модуля пружності, міцності на розтяг і стиск, а також співвідношення напруження–деформація. Не досліджено сумісну дію високих температур і вибухового навантаження.

Fang C. [6] представив структуру оцінки міцності з різними альтернативними рівнями складності з метою подолання розриву між вогнестійкістю конструкції та прогресуючим обваленням. Зазначив, що опір і пластичність з'єднань відіграють важливу роль у пом'якшенні прогресуючого обвалення. Вибухове навантаження не розглядалося. У дослідженні не розглянуто сценарії дії імпульсного вибухового навантаження в умовах підвищеної температури.

Starossek U. [7] дослідив прогресуюче обвалення у світлі міцності конструкції. Прогресуюче обвалення може початися з локальних дій, які виникають внаслідок аварій, небезпек або локальної недостатньої міцності через проблеми проектування/будівництва або старіння/дії навколишнього середовища. Водночас існують позапроектні події, які не передбачаються і є непередбачуваними, та можуть впливати на конструкції, які можна моделювати як видалення елемента. Пожежа та вибух як першопричина обвалення не розглядалися.

Робота Parisi F., Adam J. [8] присвячена поточним експериментальним дослідженням про стійкість будівель до прогресуючого обвалення та структурну міцність залізобетонних будівель. Дослідження складалося з лабораторних випробовувань рамних підконструкцій і вузлів з деякими спеціальними експериментальними програмами для цілих структурних систем. Зразки піддавалися навантаженню такому як вибух або удар, застосованих після видалення однієї або кількох колон. Пожежа, як причина обвалення, не розглядалася.

Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A. [9] розробили спрощену схему для оцінювання прогресуючого обвалення залізобетонних

багатоповерхових будівель, враховуючи раптову втрату колони як сценарій проектування. Розроблена схема дозволяє кількісно визначити конструктивну міцність системи. Запропонований підхід включає три основні етапи: визначення нелінійної статичної відповіді; динамічну оцінку з використанням нового спрощеного підходу, заснованого на енергозбереженні; оцінку пластичності при максимальній динамічній деформації. Сценарій раптової втрати опорних елементів розглядається окремо, без впливу високих температур або вибухових навантажень.

Yao Y., Zhang H., Zhu Y. F., Liu Y. [10] розробили тривимірні моделі скінчених елементів для виявлення структурної реакції залізобетону за сценаріїв прогресуючого обвалення, яке викликане пожежею, провели дослідження впливу високих температур на механізми опору руйнуванню з'єднань залізобетонних балок–колон. Дослідили вплив розміщення верхньої та нижньої арматури, міцності бетону, розмірів балки та інтенсивності пожежі на механізми опору обвалу. Комбінацію аварійних навантажень від пожежі та вибуху не розглядали.

Lu X., Li Y., Guan H., Ying M. [11] досліджували прогресуюче обвалення висотних житлових будинків, спричинених пожежею. Розробили кінцево–елементну модель для моделювання поведінки залізобетонних елементів під час прогресуючого обвалення, спричиненого пожежею. Досліджували балки та багатошарові елементи оболонки в поєднанні з відповідними закономірностями формування матеріалу та критеріями руйнування елементів за умов високої температури. Вибухові навантаження при цьому не розглядалися.

Li Y., Lu X., Guan H., Ying M., Yan W. [12] описали та змоделивали обвалення 8–поверхової кам'яної будівлі на опорах залізобетонного каркаса, спричинене пожежею. Проаналізували вплив руйнування бетону на моделювання обвалення. За результатами чисельного аналізу надали практичні рекомендації щодо проектування ключових конструктивних компонентів, протипожежних відсіків. Представлено структурну міцність, яка дозволяє

запобігати прогресуючому обваленню каркасних залізобетонних конструкції, що спричинене пожежею. Вибухові навантаження не враховувалися.

Руденко В.В. [13] розглянула питання прогресуючого обвалення залізобетонних колон багатоповерхових каркасних будівель. Досліджено питання визначення напружено–деформованого стану залізобетонних колон у багатоповерхових залізобетонних каркасних будівлях, виконаних за принципом безригельного каркаса, у разі розвитку прогресуючого обвалення при виході з ладу окремих елементів каркасу будівлі, зокрема, колон першого поверху. Розроблені конструктивні заходи, що спрямовані на зниження рівня ризику можливого прояву прогресуючого обвалення в колонах багатоповерхових залізобетонних каркасних будівель. Пожежа та вибухові навантаження не враховувалися.

Фесенко О.А. у своїй роботі [14] досліджував прогресуюче руйнування багатоповерхових залізобетонних будівель внаслідок пожежі після землетрусу. Підтвердив доцільність оцінювання стійкості багатоповерхових залізобетонних будівель до прогресуючого руйнування внаслідок певного аварійного впливу (сейсмічний, тепловий, ударний тощо), а не гіпотетичного місцевого руйнування несучих конструкцій. Вибух не враховувався.

Al-Salloum Y. [15] досліджував вразливість типової залізобетонної будівлі до прогресуючого обвалення, що може бути результатом внутрішнього вибуху. Для чисельного моделювання використано програмний комплекс LS-DYNA, яке забезпечує точне відображення нелінійної динамічної поведінки конструкцій при короткочасному високошвидкісному навантаженні. Результати дослідження обмежено лише вибуховими сценаріями без урахування попереднього впливу пожежі.

Альмохамад М. [16] запропонував метод, а на його базі обґрунтував методику моделювання прогресуючого обвалення каркасних залізобетонних будинків із використанням явного методу інтегрування рівнянь динаміки. Виконав чисельне дослідження монолітного залізобетонного каркаса при дії

стандартного режиму пожежі. Методика моделювання не охоплює дії вибуху, що може суттєво вплинути на розвиток деформацій та поширення руйнувань.

Diao M., Qian L., Li Y., Lu X., Guan H. [17] представили чисельну модель для аналізу прогресуючого обвалення залізобетонних каркасних конструкцій, яке спричинене пожежею. На основі термомеханічного аналізу враховано високотемпературні компоненти деформації та зміну напружено-деформованого стану. Розроблено модель для балок/колон і шарувату оболонку для плит із урахуванням теплових ефектів. У моделі реалізовано критерії локального руйнування, що дозволяє відстежувати механізми прогресуючого обвалення. Вибухові навантаження не розглядалися.

У дослідженнях Shan S., Wang H., Li S., Wang B. [18] представлено прикладні розрахункові моделі для оцінки деформаційної здатності та опору прогресуючому обваленню залізобетонних каркасів, які можуть бути використані на етапі інженерного проектування. Водночас у межах цієї роботи не враховано вплив високотемпературного навантаження та надлишкового тиску, що виникають у результаті пожежі або вибуху, на несучу здатність конструкцій.

У роботі Almusallam T. [19] запропоновано алгоритм чисельного аналізу прогресуючого обвалення залізобетонних каркасних систем. Його ефективність підтверджено на прикладі моделювання сценарію руйнування типової багатоповерхової будівлі в м. Ер-Ріяд під впливом вибухових хвиль. Водночас у дослідженні не враховано вплив пожежі або комбіноване навантаження типу «вибух-пожежа», що обмежує використання результатів для комплексної оцінки стійкості конструкцій у реальних надзвичайних ситуаціях.

У роботі Jahromi H., Izzuddin B., Nethercot D. [20] досліджено залізобетонну багатоповерхову будівлю на вплив локалізованого вибуху, що призводить до виключення однієї з колон, а також до дії впливу вибухового тиску на плиту перекриття. Автори вказують, що досягнення граничного стану несучої здатності залежить не лише від цілісності колон, а й від деформативності плит перекриття над зоною пошкодження. Саме максимальна динамічна відповідь перекриття

визначає вимоги до конструктивних з'єднань, які повинні зберігати пластичність для запобігання прогресуючому обваленню. Вплив температурного навантаження від пожежі після вибуху в дослідженні не враховувався.

Luccioni В. з колегами [21] провели тривимірне чисельне моделювання руйнування залізобетонної будівлі під дією вибухового навантаження. У моделі були враховані колони, балки та цегляні стіни, що дало змогу відтворити послідовність руйнування. Порівняння результатів моделювання з реальними фотографіями зруйнованої конструкції підтвердило адекватність чисельного підходу до прогнозування механізму прогресуючого обвалення під дією вибуху. Проте вплив пожежі на конструкції будівлі у роботі не аналізувався.

У роботах авторів Швиденка А.В., Поздєєв С.В., Першакова В.М., Барабаш М.С., Белятинського А.О., Лисницька К.М. [22, 23] сформульовані основні положення розрахунку щодо прогнозування можливості прогресуючого руйнування внаслідок пожежі, за умови відмови одного або декількох стиснутих елементів, і які необхідно вилучити із загальної конструктивної системи каркаса даної будівлі, що складається із сталевих балок, трубобетонних та залізобетонних колон. Прогнозування можливості прогресуючого обвалення відбувається за енергетичним критерієм на основі порівняння робіт внутрішніх та зовнішніх сил на можливих переміщеннях системи, яка за таких умов є геометрично змінною. Вплив вибухового навантаження не враховувався, основну увагу зосереджено на впливі пожежі.

У статтях Першакова В.М., Барабаш М.С., Ромашкіної М.А. [24, 25, 26] обґрунтовано проблему і виявлено завдання досліджень із живучості, надійності, стійкості, оцінювання ризиків, технічного стану конструкцій каркасів будинків та споруд. Викладено особливості методів розрахунку, конструювання каркасів висотних будинків та споруд із урахуванням ризиків прогресуючого обвалення. За допомогою ПК ЛІРА–САПР досліджено вплив поверхової вибухової хвилі на залізобетонні конструкції захисної будівлі та укриття для літаків. Наведена схема утворення хвиль під час повітряного вибуху та характерна картина розподілу хвилі вибуху. Представлена математична модель визначення параметрів ударної

хвилі, запропоновані заходи підвищення стійкості будівлі до прогресуючого обвалення [27, 28]. Виникнення подальшої пожежі та її вплив на конструкції не досліджувався.

Аналіз сучасного стану досліджень засвідчує високий рівень актуальності проблеми моделювання, оцінювання та забезпечення стійкості будівель до прогресуючого обвалення, зокрема залізобетонних будівель, під дією локальних руйнувань, пожеж, вибухових навантажень. У більшості наукових праць застосовуються чисельні методи, які застосовуються для прогнозування механізмів пошкоджень та етапів розвитку прогресуючого обвалення. Разом із тим, спільною вадою переважної більшості проаналізованих робіт є недостатня увага до моделювання комбінованого впливу пожежі та вибуху, що є розповсюдженим для реальних надзвичайних подій із врахуванням воєнного стану.

Початкову фазу прогресуючого обвалення, спричинену одночасним впливом пожежі та дефлаграційного вибуху, не було всебічно досліджено як окремий сценарій розвитку аварійної ситуації. Крім того, поведінка залізобетонних будівель у контексті прогресуючого обвалення в умовах комбінованих навантажень досліджувалась значно менше порівняно з металевими конструкціями. У більшості випадків аналіз проводився в спрощених постановках із моделюванням видалення окремих елементів без урахування сумісної просторової роботи всієї конструктивної системи споруди.

Таким чином, постає актуальне завдання у розробленні науково обґрунтованої методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення, зумовленого одночасним впливом пожежі та дефлаграційного вибуху. Зазначена методика має базуватися на математичних моделях, здатних враховувати зміну міцнісних характеристик матеріалів за підвищених температур і динамічних навантажень вибухового характеру, розподілу температурних полів для вузлів конструкцій, враховувати локальні механізми руйнування.

1.2. Аналіз визначення поняття «прогресуюче обвалення» в різних країнах світу

У сучасних джерелах наводиться велика кількість підходів до визначення самого терміну «прогресуюче обвалення», що свідчить про складність і багатогранність даного явища. Наприклад, Starossek [7] розглядає прогресуюче обвалення у світлі міцності конструкції. Прогресуюче обвалення може початися з локальних дій, які виникають внаслідок аварій, небезпек або локальної недостатньої міцності через проблеми проектування/будівництва або старіння/дії навколишнього середовища. Водночас існують події, які не передбачаються і є непередбачуваними, та можуть впливати на конструкції, які можна змоделювати як видалення конструктивного елемента (колони, перекриття). У таблиці 1.1 проаналізовані та представлені визначення, які надані авторами й нормативними документами для опису прогресуючого обвалення будівель [29–32].

Таблиця 1.1 – Визначення прогресуючого обвалення

№ з/п	Джерело, нормативний документ	Визначення
1.	ASCE 7 2010	Прогресуюче руйнування – поширення початкової локальної відмови від елемента до елемента, що призводить до руйнування всієї конструкції або непропорційно великої її частини.
2.	GSA 2005	Прогресуюче руйнування – ситуація, коли локальне руйнування первинного структурного компонента призводить до руйнування сусідніх елементів, що, в свою чергу, призводить до додаткового руйнування.

Продовження таблиці 1.1

3.	UFC 4-010-01 DoD 2013	Прогресуючий колапс. Ланцюгова реакція руйнування елементів будівлі в обсязі, непропорційному початковому локалізованому пошкодженню.
4.	NISTIR 7396 NIST 2007	Прогресуюче руйнування – поширення локальних пошкоджень від події, що ініціює руйнування, від елемента до елемента, що призводить, до руйнування всієї конструкції або непропорційно великої її частини.
5.	Allen and Schriever 1972	Прогресуюче руйнування можна визначити як явище, в якому за локальним руйнуванням слідує руйнування сусідніх елементів, яке, в свою чергу, супроводжується подальшим руйнуванням в результаті локального руйнування відбувається поширений колапс.
6.	Gross and McGuire 1983	Прогресуюче обвалення характеризується втратою несучої здатності відносно невеликої частини конструкції через аварійне навантаження, яке, в свою чергу, викликає каскад руйнувань що впливає на більшу частину конструкції.
7.	Smilowitz and Tennant 2001	Прогресуюче руйнування відбувається, коли ініціюючий локальний збій призводить до того, що сусідні елементи перевантажуються і виходять з ладу, в результаті чого ступінь пошкодження непропорційний області виникнення локальної відмови.
8.	Khandelwal and El-Tawil 2005	Прогресуюче руйнування – відмова первинного структурного компонента призводить до руйнування і обвалення сусідніх елементів, що, можливо, сприяє подальшому руйнуванню.

Продовження таблиці 1.1

9.	Ellingwood 2005	Прогресуючий колапс – це катастрофічне часткове або повне руйнування, яке починається з локального структурного пошкодження і поширюється за механізмом ланцюгової реакції до руйнування, яке є непропорційним локальному пошкодженню, спричиненому подією, що його ініціювала.
10.	Ellingwood and Dusenberry 2005	Прогресуюче обвалення – катастрофічне часткове або повне руйнування будівель, що виникає внаслідок локального пошкодження, яке не компенсується здатністю системи до перерозподілу зусиль через її конструктивну безперервність і пластичність.
11.	Starossek 2006	Прогресуюче руйнування – руйнування яке характеризується чітко вираженою диспропорцією між просторово обмеженим руйнуванням, що спричинило його, і широкомасштабним руйнуванням.
12.	Mohamed 2006	Прогресуюче руйнування – поступове руйнування будівельних конструкцій яке ініціюється втратою одного або кількох несучих елементів, що призводить до перерозподілу зусиль на сусідні елементи.
13.	Canisius et al. 2007	Прогресуючий колапс – початкова відмова одного або декількох компонентів, що призводить до низки наступних відмов компонентів, на які безпосередньо не вплинула початкова дія, є режимом відмови, який може призвести до непропорційних відмов.
14.	Agarwal and England 2008	Прогресуюче обвалення – це поширення пошкоджень через ланцюгової реакції, наприклад, через сусідні елементи або поверх за поверхом.

Продовження таблиці 1.1

15.	Krauthammer 2008	Прогресуюче руйнування – це послідовність руйнувань, яка пов'язує локальні пошкодження з великомасштабним руйнуванням у структурі.
16.	ДБН В.2.2– 24:2009 [33]	Прогресуюче обвалення будинку внаслідок локального руйнування частини несучих конструкцій на одному чи декількох поверхах.
17.	Starossek and Haberland 2010	Непропорційний колапс – колапс, який характеризується вираженою диспропорцією між відносно незначною подією і подальшим руйнуванням більшої частини або всієї структури.
18.	Xu and Ellingwood 2011	Непропорційне (прогресуюче) руйнування – руйнування конструкції ініціюється локальним пошкодженням, яке неможливо локалізувати і яке поширюється по всій конструкції або значній її частині, до такої міри, що обсяг остаточного пошкодження стає непропорційним до локального пошкодження, що його спричинило.
19.	Parisi and Augenti 2012	Прогресуюче руйнування – це механізм ланцюгової реакції, що призводить до вираженої диспропорції в розмірах між відносно незначною пусковою подією і руйнуванням, що відбувається в результаті, тобто між початковою кількістю безпосередньо пошкоджених елементів і кінцевою кількістю зруйнованих елементів.
20.	ДБН В.2.2– 41:2019 [34]	Прогресуюче обвалення – обвалення будівлі внаслідок локального руйнування частини несучих конструкцій на одному чи декількох поверхах

Продовження таблиці 1.1

21.	Feng et al. 2020	Глобальне непропорційне обвалення споруди внаслідок початкового локального пошкодження одного або декількох структурних компонентів, спровокованих певними випадковими подіями.
22.	ДСТУ 9294:2024 [35]	Прогресуюче (непропорційне) обвалення – послідовне (ланцюгове) руйнування несучих будівельних конструкцій, що призводить до обвалення всієї споруди або її частин унаслідок локального руйнування/пошкодження.

У таблиці 1.1 простежуються три основні групи термінів, що дозволяють систематизувати підходи до визначення прогресуючого обвалення. Перша група охоплює поняття, які підкреслюють локальний характер початкового пошкодження – це терміни на кшталт «локальний збій», «локальне руйнування», що вказують на обмежену зону первинної відмови. Друга група зосереджена на механізмі поширення руйнування, включаючи формулювання типу «від елемента до елемента», «суміжні елементи», «ланцюгова реакція», які акцентують увагу на каскадному характері руйнування. Третя група охоплює визначення, що підкреслюють непропорційність кінцевого результату – «непропорційний початковій причині», «велика частина або вся конструкція», що вказує на не здатність системи до локалізації пошкодження.

Проаналізовані визначення, запропоновані як науковцями, так і нормативними документами, узгоджуються щодо наявності трьох вищезазначених аспектів, однак відрізняються за термінологією, глибиною опрацювання, ступенем формалізації. Це свідчить про відсутність єдиного підходу до трактування поняття прогресуючого обвалення та підкреслює його складність як інженерного явища.

1.3. Прогресуюче обвалення будівель внаслідок різних аварійних впливів

В умовах пожежі, які надалі супроводжуються вибухами, порушення загальної стійкості будівлі відбувається внаслідок втрати несучої здатності та руйнування окремих конструктивних елементів. небезпека обвалення несучих конструкцій, крім матеріального збитку, ставить під загрозу життя людей, які перебувають в будівлі, та рятувальників під час гасіння пожежі.

Конструктивна схема будь-якої будівлі повинна забезпечувати міцність, жорсткість і стійкість у випадку локального руйнування несучих конструкцій, в тому числі спричинених пожежами та вибухами, достатній для вжиття термінових заходів, особливо в умовах військового стану (необхідний час повної евакуації людей та роботи аварійно-рятувальних підрозділів).

Під час пожежі високі температури призводять до втрати міцності матеріалів, теплового розширення елементів конструкції та значного збільшення навантажень, що діють на несучі елементи. Це може спричинити поступову або раптову втрату несучої здатності окремих елементів та їх руйнування. Поєднання пожежі з вибухом значна підвищує ризик розвитку та настання прогресуючого обвалення.

Одним із перших задокументованих випадків прогресуючого обвалення став інцидент 16 травня 1968 року в Лондоні. Внаслідок вибуху побутового газу у квартирі на 18-му поверсі 22-поверхового житлового будинку «Ronan Point» каскадно зруйнувався цілий кут будівлі, загинуло четверо людей, ще 17 було поранено (рисунок 1.1). Подальше розслідування та рішення уряду зумовили зміни до британських будівельних норм – запроваджено вимоги щодо розрахунків з оцінювання та забезпечення стійкості будівель до прогресуючого обвалення [23].



Рисунок 1.1 – Наслідки прогресуючого обвалення житлового будинку після вибуху побутового газу та пожежі в одній із квартир, 1968 рік, Лондон

Громадська будівля федерального офісу Марра в Оклахома–Сіті була зруйнована внаслідок вибуху вибухівки 19 квітня 1995 року. Вибухівка, що знаходилася у вантажівці біля будівлі, серйозно пошкодила три колони. Внаслідок цього відбувся вихід з ладу балки перекриття, який призвів до обвалення колон, які підтримуються балкою, та перекриттів, що підтримуються цими колонами. Результатом стало загальне руйнування всієї будівлі (рисунок 1.2) [36].

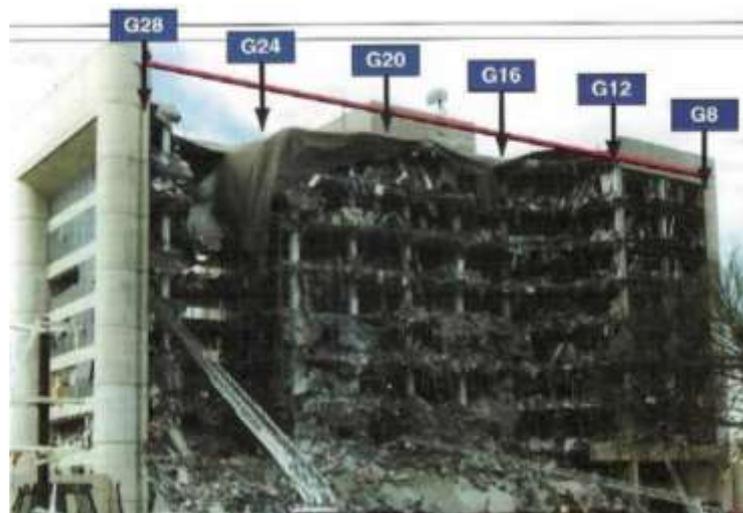


Рисунок 1.2 – Руйнування будівлі федерального управління Мурри, 1995, США

11 вересня 2001 року в Нью-Йорку трапилася терористична атака на дві башти Всесвітніх торгівельних центрів [37]. Прогресуюче обвалення цих двох унікальних будівель відбулося внаслідок впливу комбінованого характеру майже одночасно трьох особливих дій типу «удар–вибух–пожежа», а не окремо кожної, як розглядалося при проектуванні та будівництві будівель (рисунок 1.3).



Рисунок 1.3 – Руйнування світових торгівельних центрів внаслідок терористичного акту та ефекту прогресуючого обвалення, 2001, США

Одним із випадків прогресуючого обвалення внаслідок пожежі є будівля PLASCO в Тегерані, 2016 року. Прогресуюче обвалення сталеві будівлі сталося внаслідок початкового вибуху та подальшої пожежі (рисунок 1.4).

Поступовий колапс ініціювався локальними пошкодженнями, яке було спричинено пожежею. Пожежа на середніх поверхах призвела до утворення високої температури, а потім термічний вплив призвів до великих деформацій основних конструкцій [38].

Випадки з прогресуючим обваленням при пожежі відбувалися також у виробничих та складських будівлях. У травні 1993 року на фабриці іграшок Kader у Бангкоку сталася одна з наймасштабніших промислових пожеж, яка призвела до загибелі 188 осіб і поранення понад 469 осіб (рисунок 1.5).

Пожежа швидко охопила споруду через велику кількість горючих матеріалів. Ситуацію ускладнили заблоковані евакуаційні виходи та недосконала

система пожежної безпеки. Випадок Kader став поштовхом до посилення міжнародних вимог щодо протипожежного захисту промислових будівель [39].



Рисунок 1.4 – Наслідки пожежі у будівлі PLASCO. 2016, Тегеран



Рисунок 1.5 – Виробнича будівля Kader 1993, Таїланд

3 листопада 2003 року в місті Хен'ян сталася масштабна пожежа у восьмиповерховій виробничій будівлі Hengzhou Tower (рисунок 1.6). Пожежа виникла на першому поверсі, який використовувався в якості складу легкозаймистих матеріалів. Через відсутність протипожежного захисту та порушення будівельних норм, вогонь швидко поширився, температура була в межах 1300 °С. У результаті обвалення загинуло 20 пожежних, які перебували всередині будівлі під час гасіння пожежі [40].



Рисунок 1.6 – Обвалення виробничої будівлі Hengzhou Tower, 2003, Китай

Обвал будівлі Rana Plaza у Саварі, Бангладеш, трапився 24 квітня 2013 року. Зруйновано торговий центр з безліччю магазинів та п'ять швейних фабрик (рисунок 1.7). Внаслідок обвалу будівлі загинуло щонайменше 610 людей, поранення отримали понад тисячу людей [41].



Рисунок 1.7 – Обвалення будівлі Rana Plaza, Савар 2013, Індія

12 серпня 2015 року у місті Тяньцзінь, Китай, внаслідок вибуху, зумовленого пожежею, було зруйновано кілька поверхів залізобетонної виробничої будівлі та пошкоджено прилеглі будівлі (рисунок 1.8). Загинуло 44 особи, серед них – 12 пожежних, задіяних у гасінні пожежі [42].



Рисунок 1.8 – Наслідки пожежі та вибуху на виробничому підприємстві,
Сяншуй, Індія, 2019

31 травня 2017 року на підприємстві Didion Milling в штаті Вісконсин, США, сталася пожежа й вибух, що призвели до руйнування виробничої будівлі (рисунок 1.9). Інцидент забрав життя 5 осіб, 14 людей отримали травми [43].



Рисунок 1.9 – Наслідки пожежі та вибуху у будівлі млина

30 червня 2025 року, Хайдарабад, Індія. Внаслідок вибуху та подальшої пожежі на території фармацевтичної компанії Sigachi Industries повністю зруйнована виробнича будівля (рисунок 1.10). Внаслідок руйнування будівлі загинуло 46 осіб [44].



Рисунок 1.10 – Руйнування виробничої будівлі внаслідок вибуху та пожежі

29 липня 2025 року, інцидент на Horizon Biofuels, Небраска, США. На підприємстві з виробництва дерев'яних пелет у башті млина виникла пожежа, ймовірно пов'язана з накопиченням горючого деревного пилу в технологічній зоні [45]. Орієнтовно через 15 хвилин пожежа спричинила займання пилоповітряної суміші та як наслідок – вибух. Загинуло 3 особи, виробнича споруда зазнала критичних руйнувань (рисунок 1.11).



Рисунок 1.11 – Наслідки пожежі та вибуху у будівлі млина

У таблиці 1.2 наведено стислий огляд задокументованих випадків найбільш значні випадки прогресуючого обвалення будівель, а також небезпечні фактори, що призвели до виникненню таких подій [46].

Таблиця 1.2 – Випадки прогресуючого обвалення

Випадки прогресуючого обвалення	Структура будівлі	Поверх	Причина	Початкове пошкодження	Кінцеве пошкодження
Житловий будинок Ronan Point, Лондон, Великобританія, 1968	Панельний	22	Вибух газу	Незначне	Часткове обвалення
Офісна будівля Skyline Plaza Towers, Ферфакс, США, 1973	Залізобетонний каркас	26	Передчасне руйнування опори	Незначне	Часткове обвалення
Готель New World, Індія, Сінгапур, 1986	Залізобетонний каркас	6	Статична зношеність конструкцій	Незначне	Повне обвалення
Житловий будинок L'Ambiance Plaza, Брідж порт, США, 1987	Сталевий каркас	16	Несправність підйомної системи	Незначне	Повне обвалення

Продовження таблиці 1.2

Офісна будівля Alfred P. Murrah Federal Building, Оклахома–Сіті, США, 1995	Залізобетонний каркас	9	Вибухівка	Незначне	Часткове обвалення
Універмаг Samroong, Сеул, Південна Корея, 1995	Залізобетонний каркас	5	Перевантаженн я	Незначне	Часткове обвалення
Автостоянка Pipers Row, Вулвергемптон, Великобританія, 1997	Залізобетонний каркас	5	Зношеність конструкцій	Незначне	Часткове обвалення
ТЦ 1 World Trade Center, Нью– Йорк, США, 2001	Сталевий каркас	110	Удар, вибух і пожежа від влучання літака	Значне	Повне обвалення
ТЦ 2 World Trade Center, Нью– Йорк, США, 2001	Сталевий каркас	110	Удар, вибух і пожежа від влучання літака	Значне	Повне обвалення
ТЦ 7 World Trade Center, Нью– Йорк, США, 2001	Сталевий каркас	47	Удар уламків від іншої будівлі, пожежа	Незначне	Повне обвалення

Продовження таблиці 1.2

Windsor Tower, Мадрид, Іспанія, 2005	Сталевий каркас, залізобетонне ядро	32	Пожежа	Незначне	Часткове обвалення
Міст I-35 W, Міннесота, США, 2007	Сталевий ферменно- арочний міст	-	Зношеність, незадовільне обслуговуванн я	Незначне	Повне обвалення
Офісна будівля Rune Gould Corporation, Крайстчерч, Нова Зеландія, 2011	Залізобетонний каркас	5	Землетрус	Незначне	Повне обвалення
Виробнича будівля Rana Plaza, Савар, Бангладеш, 2013	Залізобетонний каркас	8	Неправильне використання, перевантаженн я	Незначне	Повне обвалення
Техаський залізничний міст, Техас, США, 2013	Залізний міст	-	Пожежа	Незначне	Повне обвалення

Продовження таблиці 1.2

Офісна будівля Plasco Building, Тегеран, Іран, 2017	Сталевий каркас	17	Пожежа	Незначне	Повне обвалення
Виробнича будівля підприємства Didion Milling, Вісконсин, США, 2017	Металевий каркас	1	Вибух, пожежа	Значне	Повне обвалення
Виробнича будівля, Сяншуй, Індія, 2019	Залізобетонний каркас	8	Пожежа, вибух	Незначне	Повне обвалення
Житловий будинок, Серфсайд, США, 2021	Залізобетонний каркас	12	Корозія, незадовільне обслуговування	Незначне	Часткове обвалення
Виробнича будівля фармацевтичної компанії Sigachi Industries, Хайдарабад, Індія, 2025	Залізобетонний каркас	3	Пожежа, вибух	Незначне	Повне обвалення

Продовження таблиці 1.2

Млин підприємства Horizon Biofuels, Небраска, США, 2025	Залізобетонний каркас	6	Пожежа, вибух	Незначне	Часткове обвалення
---	-----------------------	---	---------------	----------	--------------------

Аналіз статистики свідчить про відносно невелику кількість задокументованих випадків настання прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та вибуху, однак наслідки таких подій є надзвичайно руйнівними. Згідно з узагальненими даними наукових джерел, технічних звітів та офіційних розслідувань, у світі було зафіксовано понад 50 випадків прогресуючого обвалення будівель, які спричинені пожежею.

Найчастіше такі обвалення відбувалися в багатоповерхових каркасних будівлях із залізобетонним або сталевим несучим каркасом, де внаслідок інтенсивного температурного впливу порушувалася несуча здатність ключових конструктивних елементів і втрачалася просторова стійкість системи.

Окрему категорію становлять випадки прогресуючого обвалення, викликаного вибуховими навантаженнями – здебільшого газовими або пилоповітряними вибухами всередині будівлі. У цій категорії задокументовано понад 30 підтверджених значних інцидентів.

Окремо слід виділити пожежі з подальшими вибухами, які найбільш характерні для виробничих будівель, де специфіка технологічного обладнання, використання горючих газів, легкозаймистих та горючих рідин, а також наявність пилу чи інших вибухонебезпечних матеріалів створюють підвищений ризик ініціювання дефлаграційних вибухів.

Поєднання пожежі та дефлаграційного вибуху значно підвищує ймовірність прогресуючого обвалення будівель, оскільки одночасна дія високих температур та імпульсних вибухових навантажень спричиняє каскадне руйнування конструкцій. Такі інциденти, як правило, супроводжуються

значними матеріальними збитками та людськими жертвами, що підкреслює актуальність подальших наукових досліджень прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі й дефлаграційного вибуху, розроблення ефективних методик забезпечення стійкості будівель, математичних та комп'ютерних моделей.

1.4. Найбільш значимі чинники, які підвищують ризик виникнення прогресуючого обвалення будівель

За твердженням Ф. Барні [47], процес руйнування будівлі зазвичай є наслідком складної взаємодії низки чинників, які діють одночасно або послідовно, посилюючи один одного. У багатьох випадках можна встановити первинну причину, яка створює початкову фазу руйнування та ініціює ланцюгову реакцію обвалення конструктивних елементів [48]. Однак для глибшого розуміння механізмів прогресуючого обвалення необхідно враховувати не лише первинну причину, а й аналізувати весь комплекс інших чинників які виникають під час прогресуючого обвалення [49, 50]. Ф. Барні пропонує класифікувати основні чинники, які сприяють розвитку обвалення, за окремими категоріями залежно від їхньої природи та характеру впливу на будівельні конструкції. Така систематизація дозволяє краще ідентифікувати потенційно вразливі місця споруд та розробити ефективні методики запобігання прогресуючому обваленню.

Перелік значимих відповідних чинників.

1. Недоліки на етапі проектування:

- недостатня правильність розрахункової моделі будівлі;
- помилково побудована або неправильно застосована просторова геометрична модель конструкції, що може призводити до значних чисельних помилок, які часто ігнорують;
- нехтування або неповне врахування можливих навантажень, в тому числі, аварійних (пожежа, вибух), їх комбінація;

- відсутність єдиної узгодженої методики проектування та розрахунку;
- недотримання вимог будівельних норм, стандартів та правил;
- недостатня професійна кваліфікація та рівень підготовки проєктувальників.

2. Недоліки на етапі будівництва:

- низький рівень якості виконання будівельно–монтажних робіт;
- використання будівельних матеріалів, які не відповідають нормативним вимогам;
- відхилення від проєктних рішень;
- недотримання технологічних послідовностей та етапів будівництва.

3. Недоліки на етапі експлуатації:

- наявність навантажень, які не були передбачені проєктом, включаючи екстремальні впливи, такі як удари транспортних засобів, пожежі, вибухи або їхні комбінації;

- зміна призначення чи умов експлуатації конструкцій без проведення належного оцінювання їхньої залишкової несучої здатності;

- зміна фізико–механічних властивостей матеріалів через процеси корозії, температурні впливи, карбонізацію тощо;

- відсутність, недостатність або несвоєчасність капітальних ремонтів, посилення та регулярних технічних оглядів конструкцій.

У таблиці 1.3, наведено детальний перелік типових недоліків, які притаманні будівлям, що зазнали руйнування.

Таблиця 1.3 – Недоліки конструктивних елементів і систем, виявлені в зруйнованих будівлях

Недоліки	Наслідки
Критичні навантаження в колонах.	Зсув і осьове руйнування колон, що чинять опір моменту або вертикальним навантаженням.

Продовження таблиці 1.3

З'єднання балки з колоною.	Зсув і осьове руйнування в з'єднаннях балки з колоною, особливо в кутах рамних вузлів.
З'єднання плити з колоною.	Руйнування з'єднання плита–колона під час значних бічних переміщень.
Слабкі місця у з'єднаннях.	Невідповідність міцності з'єднань, зокрема в місцях шарнірних стиків, що призводить до втрати несучої здатності.
«Сильна балка – слабка колона».	Відповідає ситуації, коли в перших поверхах слабкість колон відносно міцності балок спричиняє обвалення в опорах. Подібна конфігурація призводить до руйнування колон, які зазнають значних поперечних деформацій.
Вплив на колони бічних осьових навантажень.	Колони, схильні до осьового руйнування внаслідок з'єднання нижніх і верхніх поверхів, що концентрує бічні навантаження на окремих колонах.
Сторонні дії.	Обвалення через руйнування, викликане впливом сусідніх будівель із різною висотою поверхів або через осідання ґрунту.
Вогнестійкість. Системи протипожежного захисту.	Обвалення, спричинене втратою несучої здатності елементів будівель під час пожежі або вибуху через неспрацювання або відсутність ефективних систем протипожежного захисту.

З таблиці 1.3 можна зробити висновок, що прогресуюче обвалення є наслідком сукупної дії низки чинників, які можуть виникати на етапах проектування, зведення, експлуатації будівель, зміною функціонального призначення або зумовлені аварійними впливами.

До ключових факторів належать: проєктні недоліки, зокрема некоректна побудова розрахункової моделі конструктивної системи, спрощене уявлення про просторову роботу будівлі, нехтування можливими комбінаціями навантажень;

порушення технології виконання будівельно–монтажних робіт, використання матеріалів неналежної якості; зміна функціонального призначення об'єкта без відповідного оцінювання залишкової несучої здатності, відсутність технічного моніторингу та обстежень.

Особливу небезпеку становлять аварійні впливи, зокрема вибухи, пожежі їх комбінований вплив (вибух, що спричиняє пожежу, або пожежа, що призводить до вибуху), які можуть ініціювати локальні пошкодження та істотно знижувати несучу здатність елементів внаслідок зміни властивостей матеріалів. У поєднанні з характерними конструктивними вразливостями (наприклад, недостатня жорсткість з'єднань, перевантаження колон, порушення принципу «сильна колона – слабка балка», низька вогнестійкість) такі впливи здатні прискорювати руйнування за ланцюговим механізмом. Врахування зазначених чинників є важливими критеріями для врахування при забезпеченні стійкості будівель до прогресуючого обвалення та розроблення ефективних заходів запобігання.

Моделювання та розрахунок прогресуючого обвалення є складним актуальним завданням, яке вимагає врахування широкого спектра фізичних процесів і нелінійних ефектів.

До основних чинників, що визначають поведінку конструкції в умовах прогресуючого обвалення, належать: фізична нелінійність матеріалів, геометрична нелінійність, монтажна нелінійність, генетична нелінійність, контактнo–ударна взаємодія, динамічні ефекти. Врахування зазначених чинників є важливим для розробки методик та чисельних моделей для забезпечення стійкості будівель до прогресуючого обвалення, прогнозування аварійних сценаріїв та впровадження ефективних заходів конструктивної протидії. Такий підхід дозволяє формувати нові проєктні рішення, що здатні запобігати значним наслідкам локальних пошкоджень у будівлях різного призначення.

1.5. Сучасні підходи до прогнозування можливості настання прогресуючого обвалення

У контексті забезпечення стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення, яке спричинене впливом пожежі та вибуху, виникає необхідність у всебічному аналізі сучасних методів розрахунку. Одними з перших фундаментальних положень у цій сфері стали дослідження Ellingwood В. та Leyendecker E. [51], які у своїх роботах сформулювали основні підходи до зменшення ймовірності прогресуючого руйнування будівель. Існують три ключових методи: непрямі методи розрахунку, що передбачають впровадження конструктивних рішень для загального підвищення надійності системи без моделювання конкретних сценаріїв аварій; аналіз питомого місцевого опору, який оцінює здатність окремих елементів конструкції чинити опір локальним екстремальним впливам; а також аналіз альтернативного шляху навантаження, що полягає у перевірці спроможності конструкції перерозподіляти навантаження в разі виходу з ладу одного або кількох несучих елементів з метою запобігання прогресуючому обваленню [52].

Загальний підхід до розрахунку прогресуючого обвалення нормативних документів США та країн Європейського Союзу полягає в тому, що не враховується і не розглядається першопричина початкового локального руйнування. Використовують три основні методи: метод тягових сил, метод альтернативного шляху перерозподілу навантаження та метод підвищення локальної стійкості.

Метод тягових сил базується на використанні з'єднань між елементами конструкції для забезпечення їх цілісності при виникненні локального руйнування.

Альтернативний метод базується на використанні різних способів та підходів забезпечення розподілу навантаження у випадку локальних руйнувань.

Метод підвищення місцевої стійкості ґрунтується на розвиткові міцності певних елементів конструкції, які можуть бути змушені працювати понад свою проектну міцність у разі локального руйнування.

Важко визначити кількісні вимоги до проектування конструкцій через велику різноманітність конструктивних схем і труднощі з визначенням інтенсивності подій, що викликають обвалення. Тому в положеннях з проектування пропонуються стандартні методи, які можна застосувати для підвищення міцності конструкції [53].

Загалом методики щодо покращення безперервності та пластичності конструкцій підвищують загальну стійкість до прогресуючого обвалення, подібно до сейсмостійких конструкцій [54, 55]. Після обвалу Ronan Point (1968) будівельні норми Великобританії містять вимоги щодо запобігання прогресуючому обваленню будівлі шляхом врахування додаткових елементів, достатньої міцності та зв'язування між собою елементів будівлі [56]. Принципи норм Сполучених Штатів Америки передбачають «загальну структурну цілісність» для будівлі, щоб протистояти прогресуючому обваленню, де структурна цілісність досягається безперервністю, запасом міцності та пластичністю [57].

Часткове руйнування будівлі Murrah Federal Building і руйнування торговельних центрів у Сполучених Штатах Америки, призвели до значного перегляду проектних рекомендацій [58, 59]. Керівні принципи проектування майбутніх будівель були сформульовані внаслідок аналізу вище вказаних інцидентів [60–62]. Американський ASCE 7–98 зазнав перегляду у 2002 та 2017 роках, підкреслюючи потребу в міцності конструкції для підвищення загальної стійкості будівель проти прогресуючого обвалення [63]. Національні будівельні кодекси Канади містять вимоги щодо міцності [64, 65]. Австралійський кодекс акцентує увагу на необхідності безперервності та пластичності конструкцій будівель для покращення стійкості до прогресуючого обвалення [66]. У Китаї попередні рекомендації були зосереджені на запобіганні прогресуючому обваленню внаслідок локальних відмов [67]. Згодом був розроблений

спеціальний кодекс для проєктування проти обвалення будівельних конструкцій, який описує додаткові методи проєктування для запобігання обваленню [68].

Стандарт ASCE Standard 7–16 наголошує на необхідності забезпечення структурної безпеки від екстремальних навантажень, що виникають внаслідок аварій, терористичних актів [69]. Методи прямого проєктування, які містять в собі метод альтернативного шляху (APM) і метод специфічного локального опору (SLRM), розглядають стійкість до прогресуючого обвалення на етапі проєктування. APM запобігає глобальному руйнуванню, використовуючи альтернативні шляхи навантаження, тоді як SLRM забезпечує достатню міцність у критичних точках, для запобігання прогресуючому обваленню.

ASCE 7–16 визначає такі комбінації навантажень:

– метод специфічного місцевого опору;

$$1,2D + A_k + (0,5L \text{ або } 0,2S), \text{ або} \quad (1.1)$$

$$(0,9 \text{ або } 1,2)D + A_k + 0,2W_n, \quad (1.2)$$

– для методу альтернативного шляху навантаження (перевірка залишкової несучої здатності після умовного видалення вибраного несучого елемента);

$$(0,9 \text{ або } 1,2)D + (0,5L \text{ або } 0,2S) + 0,2W_n, \quad (1.3)$$

де:

D – власне навантаження;

L – робоче навантаження;

W_n – вітрове навантаження;

S – снігове навантаження;

A_k – вплив навантаження внаслідок надзвичайної події, що визначається уповноваженим органом із будівництва.

Адміністрація спеціальних служб США (GSA) створила рекомендації щодо проектування для розв'язання проблеми прогресуючого обвалення на стадіях проектування та будівництва нових будівель, а також проєктів реконструкції [70]. Відповідно до GSA, конструкції можна оцінити на предмет їх схильності до прогресуючого обвалення за допомогою лінійних або нелінійних методів. Лінійний метод передбачає спрощений підхід із використанням статичного або динамічного пружно–пластичного методу скінченних елементів.

GSA рекомендує незалежну від видів небезпек методологію для пом'якшення прогресуючого обвалення, яка зосереджена на запобіганні обваленню внаслідок локального збою незалежно від надмірних навантажень. Резервування відіграє вирішальну роль у зниженні ймовірності поширення відмови, забезпечуючи альтернативні шляхи навантаження та численні місця деформації у разі локалізованого пошкодження.

У рекомендаціях GSA використовується методологія, з метою визначення, чи повинна спроектована будівля мати додатковий опір прогресуючому обваленню, чи його можна виключити з процесу проектування. Виняток ґрунтується на певних критеріях, таких як розміщення будівлі, категорія будівлі (залізобетонна будівля, будівля зі сталевим каркасом тощо), кількість поверхів, сейсмічна зона, місцеві структурні особливості та глобальні структурні особливості. Метою детального аналізу є зменшення ймовірності прогресуючого обвалення для нового будівництва та визначення потенціалу прогресуючого обвалення існуючого будівництва.

У GSA зазначено, що малоповерхові та середньоповерхові будівлі можна проектувати за спрощеною процедурою аналізу (лінійна процедура), тоді як інші будівлі (понад 10 поверхів і з нетиповою структурною конфігурацією) повинні використовувати нелінійну процедуру розрахунку.

Методи аналізу, представлені в настановах GSA, повинні переважно використовувати лінійний пружний, статичний аналіз, бажано на тривимірних моделях, і складаються з:

– миттєвого видалення вертикального несучого елемента;

– застосування комбінацій навантажень, помножених на коефіцієнт 2, що враховує динамічні та нелінійні ефекти.

Конструкції слід аналізувати з використанням наступних комбінацій навантажень, прикладених до всієї конструкції разом із миттєвою втратою первинної вертикальної опори:

– статичний аналіз;

$$2(D + 0,25L) \quad (1.4)$$

– динамічний аналіз;

$$D + 0,25L \quad (1.5)$$

де:

D – постійне навантаження;

L – тимчасове навантаження.

Для каркасних конструкцій руйнування колон слід аналізувати для одного надземного поверху. До зовнішніх місць розташування колон, що підлягають видаленню, відносяться:

- середину короткої сторони будівлі;
- середину довгої сторони будівлі;
- кут будівлі.

Для стінових конструкцій частина несучої стіни, що підлягає демонтажу, включає один структурний проліт або близько 9 метрів зовнішньої ділянки стіни (залежно від того, яка з них менша), розташованої:

- посередині короткої сторони будівлі;
- посередині довгої сторони будівлі;
- кут будівлі.

Максимально допустимий розмір пошкоджень, спричинених миттєвим видаленням основного зовнішнього вертикального елемента, повинен обмежуватися структурними прольотами, безпосередньо пов'язаними з миттєво видаленим елементом, або площею 167 м^2 на рівні підлоги безпосередньо над вертикальним елементом, що миттєво видаляється.

У разі миттєвого видалення внутрішнього вертикального елемента відповідний допустимий обсяг пошкоджень повинен бути обмежений структурними прольотами, безпосередньо пов'язаними з миттєво видаленою стійкою, або 334 м^2 на рівні підлоги безпосередньо над миттєво видаленою вертикальною стійкою (залежно від того, яка площа є меншою).

Задовільні критерії прийнятності для лінійного статичного аналізу полягають в отриманні фактичних внутрішніх зусиль, викликаних комбінаціями навантажень в аналізованій конструкції, і порівнянні їх з несучою здатністю елементів. З цією метою визначається показник DCR (Demand–Capacity Ratio – відношення навантаження до несучої здатності) за формулою:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}}, \quad (1.6)$$

де:

Q_{CE} – очікувана кінцева несуча здатність;

Q_{UD} – прикладене зусилля (навантаження) в елементі конструкції або з'єднанні (згинальний момент, зсув або осьова сила).

Для залізобетонних конструкцій допустимі значення DCR наступні: $DCR \leq 2,0$ для типових конфігурацій конструкцій та $DCR \leq 1,5$ для нетипових конфігурацій конструкцій.

Загальна інформація проектування з урахуванням прогресуючого обвалення наведена в Британському стандарті BS 6399 [71], у той час, як конкретні положення для сталевих, бетонних та кам'яних конструкцій наведено в інших стандартах, таких як BS 5950 [72], BS 8110 [73] та BS 5628 [74]

відповідно. Загальний принцип заснований на використанні методу альтернативного шляху навантаження (периферійні зв'язки, вертикальні зв'язки).

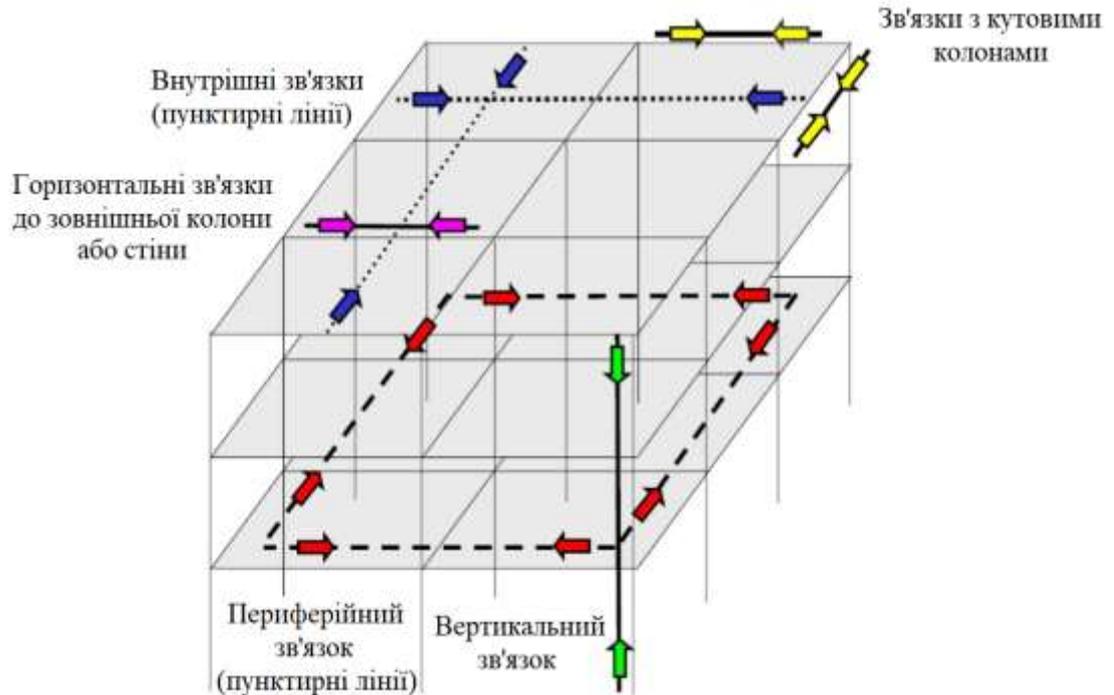


Рисунок 1.12 – Зв'язки у каркасній конструкції (UFC 4–023–03)

На кожному поверсі та рівні даху повинен бути спроектований ефективно безперервний периферійний зв'язок, здатний витримувати зусилля, що розтягує, $1,0F_t$, розташована в межах 1,2 м від краю будівлі або всередині периметральної стіни.

В залізобетонних конструкціях ключовий елемент повинен бути здатний витримувати розрахункове граничне навантаження 34 кН/м^2 з кожного напрямку. Це розрахункове граничне значення навантаження не повинно включати коефіцієнт безпеки.

Три методи підвищення стійкості до прогресуючого обвалення обговорюються в Уніфікованих критеріях об'єктів (UFC) Міністерства оборони США [75]. Такими методами є метод зв'язування, метод альтернативного шляху навантаження та метод покращеного місцевого опору (ELR). Підвищений

місцевий опір (ELR) вимагає, щоб зазначені колони були розраховані таким чином, щоб забезпечити знижені коефіцієнти навантаження, а з'єднання цих колон з фундаментом і балками, розташованими вище, були здатні витримувати зусилля, що генеруються максимальною ймовірною міцністю колони.

Принципи UFC передбачають процедури проектування прогресуючого обвалення двох різних рівнів. Перший рівень прогресуючого обвалення використовує забезпечення сил зв'язку, які базуються на реакції конструкції, в той час як другий рівень належить до методу альтернативного шляху навантаження, в якому схема будівлі повинна компенсувати видалений елемент.

Однак, на відміну від багатьох інших документів, Настанова UFC нічого не говорить про ключові елементи. У настановах зазначено, що навіть якщо використовується інший метод проектування для визначеної конкретної загрози, вимоги щодо прогресуючого обвалення, викладені в цих настановах, все одно повинні бути виконані.

Інструкції UFC визначають різний ступінь захисту і призначають відповідні процедури проектування прогресуючого обвалення. Для досить низького рівня захисту (VLLOP) і низького рівня захисту (LLOP) потрібне лише непряме проектування шляхом задоволення заданих рівнів зв'язувальних сил. Однак, якщо ця умова не виконується, застосовується альтернативний метод навантаження. Для середнього рівня захисту (MLOP) і високого рівня захисту (HLOP) на додаток до методу зв'язувальної сили слід застосовувати метод альтернативного шляху навантаження. Крім того, для MLOP і HLOP додаткові вимоги до пластичності застосовуються для вертикальних несучих елементів по периметру першого поверху.

Методика лінійного статичного аналізу.

Методика лінійного статичного аналізу виконується наступними кроками:

1. Для аналізу альтернативних шляхів щодо несучих елементів, які не мають достатньої вертикальної сили зв'язку, видаляється елемент зі структурної моделі відповідно до вимог до конкретного матеріалу. Для аналізу

альтернативних шляхів для конструкцій категорій MLOP і HLOP видаляється колона або несуча стіна.

2. Прикладається навантаження.

3. Після виконання аналізу порівнюються прогнозовані зусилля та деформації елементів і з'єднань із критеріями прийнятності відповідно до прийнятих в UFC. Для перевірки відповідності критеріям прийнятності допускається використовувати програмні комплекси. Визначається, що всі положення будівельних норм для конкретного матеріалу щодо армування, переміщення, згинально–осьової взаємодії повинні задовольняти нормативним вимогам.

4. Якщо жоден із елементів конструкцій або з'єднань не зруйновані та відповідають критеріям прийнятності, аналіз завершується.

Якщо будь–який із елементів конструкції або з'єднань не відповідає критеріям прийнятності, виконується наступна процедура:

а) змінюється геометрія або властивості матеріалу моделі (видаляються елементи та/або додаються шарніри й постійні моменти);

б) якщо встановлено, що елемент руйнується, необхідно виконати заходи з перерозподілу навантаження;

в) повторно аналізується попередньо змінена модель і прикладене навантаження, починаючи з ненавантаженого/деформованого стану;

г) в кінці повторного аналізу оцінюється отриманий пошкоджений стан і порівнюється з допустимими значеннями руйнування. Якщо значення руйнування перевищені, перепроєктується конструкція і проводиться повторний аналіз, починаючи з кроку 1. Якщо значення пошкоджень допустимі, порівнюються отримані внутрішні зусилля і деформації кожного елемента і з'єднання з критеріями прийнятності;

д) якщо будь–який із критеріїв перевищує допустимі значення в новому аналізі, повторюється процес розрахунку (кроки (а) – (г)), починаючи з кроку 1. Якщо значення допустимих пошкоджень не перевищують допустимих та нові елементи не виходять за критерії прийнятності, то конструкція є адекватною.

Методика нелінійного статичного аналізу.

Нелінійний статичний аналіз виконується в наступні кроки.

1. Для аналізу альтернативних шляхів для несучих елементів, які не мають достатньої вертикальної сили зв'язку, видаляється елемент зі структурної моделі відповідно до вимог щодо конкретного матеріалу. Для аналізу альтернативних шляхів для конструкцій MLOP і HLOP видаляється колона або несуча стіна.

2. Прикладається навантаження, використовуючи історію навантажень, яке починається з нуля і збільшується до кінцевих значень. Застосовується щонайменше 10 кроків навантаження, щоб досягти повного навантаження. Програмне забезпечення повинно мати можливість поступового збільшення навантаження.

3. Під час виконання аналізу слід порівнювати прогнозовані зусилля та деформації елементів і з'єднань із критеріями прийнятності, які в загальному вигляді наведені в UFC 4–023–03. Для демонстрації відповідності критеріям прийнятності допускається використовувати програмний пакет із модулями, які виконують перевірку будівельних норм, за умови, що модулі можуть бути адаптовані для перевірки критеріїв.

4. Якщо жоден із елементів конструкції або з'єднань не перевищує допустимі значення в процесі навантаження, аналіз завершено і продемонстровано задовільну стійкість до прогресуючого обвалення. Якщо допустимі значення перевищують в будь-якому з елементів конструкції або з'єднань, виконується наступна процедура:

а) у точці в історії навантаження, коли елемент або з'єднання не відповідає прийнятним критеріям, замінюється цей елемент або з'єднання;

б) у разі, якщо було виявлено, що елемент не витримує допустимі навантаження, необхідно перерозподілити навантаження з нього;

в) перезапускається аналіз з тієї точки в історії навантажень, в якій елемент або з'єднання не витримали. Збільшується навантаження до тих пір, поки не буде досягнуто максимального навантаження або поки інший елемент або з'єднання не порушить критерії цілісності;

г) у кожній точці, в якій аналіз зупиняється, перевіряється стан пошкодження на відповідність допустимим значенням пошкоджень. Якщо межі пошкодження порушені, необхідно перепроєктувати й перерахувати конструкцію знову, починаючи з кроку 1;

д) якщо допустимі значення пошкоджень не порушені, а все навантаження прикладено, то конструкція є стійкою до прогресуючого обвалення. Якщо межі пошкоджень не порушені, але один із критеріїв був порушений під час повторного аналізу, повторяється розрахунок (кроки (а) – (д)), доки не буде прикладено повне навантаження або не будуть порушені допустимі межі пошкоджень.

Методика нелінійного динамічного аналізу.

Нелінійний динамічний аналіз виконується через наступні кроки:

1. Розподіляється вага конструкцій по всій розрахунковій моделі максимально наближеним чином; об'єднання ваги не допускаються, за винятком випадків, коли необхідно представити механічне обладнання, насоси, архітектурні елементи та інші подібні елементи. Розподіляється вага вздовж балок і колон як вага на одиницю довжини; для плит і перекриттів приймається вага як навантаження на одиницю площі. Якщо будь-яка частина конструкції представлена суцільними елементами, розподіляється маса як маса на одиницю об'єму.

2. Перед видаленням несучого елемента адаптується модель до статичної рівноваги під дією навантажень; процес досягнення рівноваги під дією гравітаційних навантажень відрізняється залежно від методу аналізу.

3. Після стабілізації розрахункової моделі миттєво видаляється відповідний несучий елемент. Для аналізу альтернативних шляхів навантаження для несучих елементів, які не мають достатньої вертикальної сили зв'язку, видаляється елемент відповідно до вимог до конкретного матеріалу. Для аналізу альтернативних шляхів для конструкцій MLOP і HLOP видаляється колона або несуча стіна.

4. Продовжується динамічний аналіз до тих пір, поки конструкція не досягне стійкого і стабільного стану (тобто, історія переміщень моделі досягне майже постійного значення, з дуже малими коливаннями й всі матеріальні й геометричні нелінійні процеси зупиняться).

5. Під час або після аналізу порівнюються передбачені зусилля та деформації елементів і з'єднань із критеріями прийнятності, які в загальному вигляді наведені в UFC 4–023–03. Для демонстрування відповідності критеріям прийнятності, допускається використання пакету програмного забезпечення з модулями, які виконують перевірку будівельних норм, за умови, що модулі адаптовані для перевірки критеріїв. Проводиться підтвердження, що дотримуються всі положення цих вимог щодо матеріалу умов кріплення, компактності, осрової взаємодії, згинання тощо.

6. Якщо жоден зі структурних елементів або з'єднань не перевищує критерії прийнятності під час динамічного розрахунку конструкції, аналіз завершується і робиться висновок про задовільну стійкість до прогресуючого обвалення. Якщо будь-який із конструктивних елементів або з'єднань порушує критерії прийнятності, виконується наступна процедура:

а) у момент історії завантаження, коли елемент або з'єднання не відповідає критеріям прийнятності, замінюється елемент або з'єднання з моделі;

б) якщо визначено, що елемент виходить з ладу, слід спробувати перерозподілити навантаження;

в) перезапускається аналіз із того моменту в історії завантажень, коли елемент або з'єднання вийшли з ладу та модель була змінена. Продовжується аналіз, доки структурна модель не стабілізується, або поки інший елемент чи з'єднання не порушить критерії прийнятності;

г) для кожного разу, коли аналіз зупиняється через порушення критеріїв прийнятності елемента, перевіряються межі пошкодження. Якщо межі пошкодження порушено, припиняється аналіз і повторно перепроєктується та перераховується структура, починаючи з кроку 1;

д) якщо межі пошкодження допустимі й розрахункова прийнята модель стабільна, прийняті проєктні рішення є адекватними. Якщо допустимі межі пошкодження не порушено, але один із критеріїв прийнятності було порушено під час повторного аналізу, повторюються кроки а–д, доки структура не досягне стабільного стану, або не буде порушено допустимі межі пошкодження.

EN 1991–1–7 дає положення (стратегії та правила) для проєктування будівель від означених і неозначених особливих навантажень. Однак, як зазначено в EN 1991–1–7 не розглядається конкретно випадкові дії, викликані зовнішніми вибухами, військовими діями та терористичною діяльністю, або залишковою стійкістю будівель чи інших цивільних інженерних споруд, пошкоджених сейсмічним впливом чи пожежею тощо.

У EN 1991–1–7 визначені основні стратегії для аварійних ситуацій проєктування, що проілюстровані на рисунку 1.13. Якщо аварійний вплив виявлено, необхідно спробувати запобігти або зменшити вплив за допомогою захисних заходів, спроектувати конструкцію для достатньої міцності чи витримування впливу. З іншого боку, якщо припускається локальне пошкодження, то метою проєктування є або посилення структурної надмірності за допомогою методу альтернативного шляху навантаження, або забезпечення структурної цілісності та пластичності.

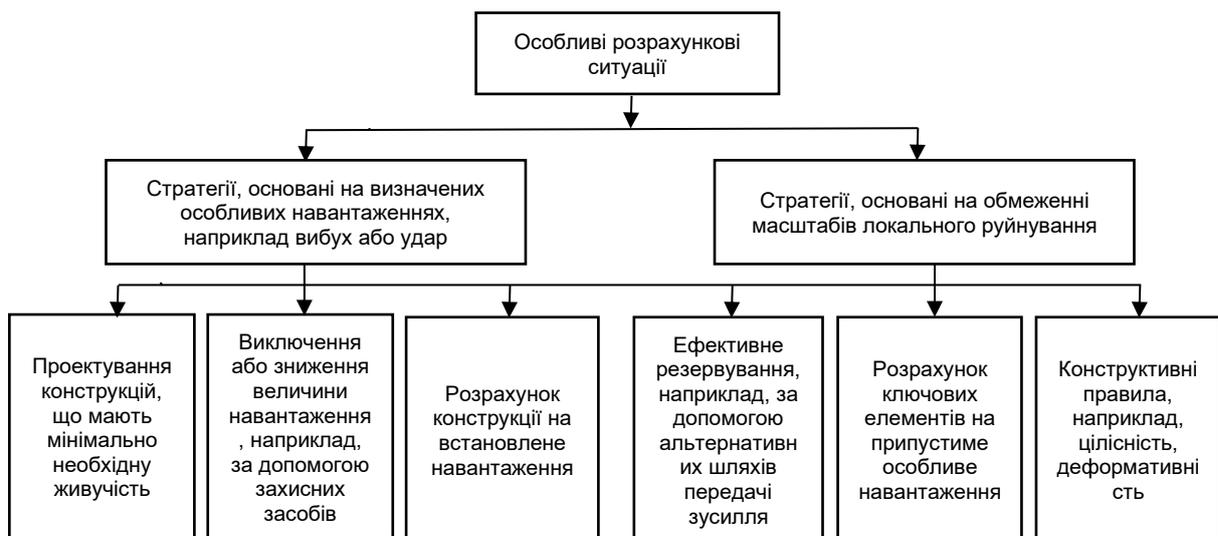


Рисунок 1.13 – Стратегії для особливих розрахункових ситуацій

EN 1990 визначає конкретні стратегії захисту від випадкових ситуацій проєктування, які залежать від класів наслідків будівель (СС1, СС2, СС3). EN 1991–1–7 наводить значення рекомендованих меж допустимих локальних пошкоджень/руйнувань, описує необхідність врахування комбінацій навантажень, розрахунок горизонтальних та вертикальних зав'язків, встановлює вимоги до ключових/відповідальних елементів, руйнування яких призводить до прогресуючого обвалення.

Потенційні руйнування повинні бути виключені, або обмежені шляхом вибору одного або декількох EN 1990 [76]:

- уникнення, усунення або зниження небезпеки, якій може бути піддана конструкція;
- вибір конструкційної форми, що є малочутливою до небезпеки, що розглядається;
- вибір конструктивної форми та проєктування, які можуть забезпечити адекватну цілісність конструкції при усуненні окремого елемента або обмеженої частини конструкції, або при виникненні допустимого локального руйнування;
- уникнення, наскільки це є можливим, використання конструктивних систем, що можуть несподівано руйнуватись;
- об'єднання конструктивних елементів.

Стратегії для випадкових ситуацій проєктування залежать від трьох класів наслідків, визначені в EN 1990. Ці класи наслідків (СС) включають:

- СС1 – низькі наслідки відмови;
- СС2 – середні наслідки відмови;
- СС3 – високі наслідки відмови.

EN 1991 [77] призначає випадковим проєктним ситуаціям для різних наслідків такі класи:

- СС1: спеціально врахувати особливі навантаження не потрібно за умови, що враховані всі відповідні правила щодо запасу міцності й загальної стійкості, встановлені в EN 1992–EN 1999;

– СС2: залежно від конкретних обставин допускається спрощений розрахунок конструкції із застосуванням моделей еквівалентних статичних навантажень або застосування традиційних розрахункових/конструктивних правил;

– СС3: для визначення необхідного рівня надійності конструкцій й ступеня деталізації конструктивних розрахунків необхідно виконувати спеціальне дослідження у кожному конкретному випадку. При цьому може виникнути потреба у виконанні аналізу ризику, а також застосуванні досконаліших методів, що включають динамічний аналіз, нелінійні моделі й врахування взаємодії між навантаженнями і конструкцією.

Додаток А EN 1991–1–7 визначає категорії типів будівель відповідно до класів наслідків. Спрощена версія Таблиці А.1 EN 1991–1–7 може бути представлена наступним чином:

– СС1 – одноквартирні будинки, що не перевищують чотирьох поверхів, сільськогосподарські будівлі, будівлі, що рідко використовуються людьми;

– СС2а (низька група ризику) – одноквартирні будинки заввишки п'ять поверхів, готелі, квартири, апартаменти, інші житлові будинки, офіси, що не перевищують чотирьох поверхів тощо;

– СС2б – (висока група ризику) – готелі, квартири, апартаменти та інші житлові будівлі, що перевищують чотири поверхи, але менше п'ятнадцяти поверхів тощо;

– СС3 – всі будівлі, визначені для класів СС2а та СС2б, які перевищують обмеження за площею чи кількістю поверхів, усі будівлі, де може перебувати значна кількість людей, стадіони, розраховані на понад 5000 глядачів, будівлі, що містять небезпечні речовини та процеси тощо.

На основі класів наслідків рекомендуються наступні методики:

а) для будівель класу наслідків СС1, як зазначалося раніше, немає спеціальних проєктних заходів;

б) для будівель класу СС2а – додатково до рекомендованої стратегії для класу СС1 за наслідками руйнування потрібно передбачити ефективні горизонтальні в'язі, або ефективне анкерування перекриттів у стінах;

в) для будівель класу наслідків СС2б:

– повинні бути передбачені горизонтальні зв'язки зі стінами та вертикальні зв'язки у всіх опорних колонах;

– необхідно провести аналіз будівлі, щоб перевірити, що умовне вилучення будь-якої опорної колони, балки, яка її підтримує, або номінального перерізу несучої стіни не спричинить локальні пошкодження, що перевищують допустимі межі, і не призведе до повного обвалення. Якщо умовне вилучення таких колон і ділянок стін призведе до перевищення встановлених обмежень локального пошкодження, необхідно ці елементи переробити або перепроєктувати як «ключовий елемент». Для будівель із несучими стінами найбільш практичною є стратегія умовного видалення стінної секції, однієї секції за один раз;

г) для будівель класу наслідків СС3, слід проводити систематичну оцінку ризиків будівлі, беручи до уваги як передбачувані, так і непередбачувані небезпеки згідно з Додатком В EN 1991–1–7.

Межі допустимого локального руйнування можуть бути різними для кожного типу будівлі. Значенням, що рекомендується, є 15 % площі перекриття, але не більше 100 м² на кожному з двох суміжних поверхів.

У додатку А [77] наведено правила та методи проектування будівель, щоб витримати певний ступінь локального руйнування з невизначеної причини без прогресуючого обвалення.

Комбінації навантажень

Випадкові дії повинні враховуватися одночасно в поєднанні з постійними та змінними навантаженнями відповідно до EN 1990. Комбінація дій для аварійних розрахункових ситуацій у граничних станах згідно з (EN 1990) є наступною:

$$\sum_{j \geq 1} \cdot G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ або } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1.7)$$

де:

G – постійне навантаження (власне навантаження);

P – відповідне репрезентативне значення дії попереднього напруження (див. EN 1992 – EN 1996 та EN 1998 до EN 1999);

A_d – значення випадкової дії;

Q – змінне навантаження (тимчасове навантаження, снігове навантаження, вітрове навантаження);

ψ_1 – коефіцієнт частого значення змінної дії;

ψ_2 – коефіцієнт квазіпостійного значення змінної дії.

Випадкову дію A_d слід розглядати як безпосередньо випадкову дію A_d для пожежі чи удару або як наслідок, що виникає після такої події. У цьому випадку A_d дорівнює нулю. Рекомендовані значення для ψ_1 і ψ_2 , залежно від категорій будівель, можна знайти в таблиці A1.1 Додатку А EN 1990.

При аналізі конструкції квазістатичним способом динамічні ефекти можуть бути включені шляхом застосування еквівалентного коефіцієнта динамічного посилення до статичних дій згідно з EN 1990. Однак у Єврокодах не вказано, яке значення динамічного коефіцієнта посилення рекомендується у випадку випадкових дій.

Випадкові дії, які слід враховувати, залежать від:

- заходів, вжитих для запобігання або зменшення тяжкості випадкової дії;
- ймовірності виникнення випадкової дії;
- наслідків відмови внаслідок ідентифікованої випадкової дії;
- рівня прийняттого ризику.

Локалізований збій внаслідок випадкових дій може бути прийнятним за умови, що він не загрожуватиме стійкості всієї конструкції, і що загальна несуча здатність конструкції зберігається та дозволяє вжити необхідні аварійні заходи.

Необхідно вжити заходів для зменшення ризику випадкових дій, і ці заходи повинні включати одну, або більше, з наступних стратегій: запобігання дії,

захист конструкції від наслідків випадкової дії шляхом зменшення впливу дії на конструкцію, забезпечуючи достатню міцність конструкції.

Для несучих стін спосіб вбудовування в'язів у будівлю залежить від класу наслідків. Для будівель класу СС2 (нижча група ризику) достатня міцність забезпечується за рахунок застосування комірчастої форми конструкції, розробленої для полегшення взаємодії всіх компонентів, включаючи відповідні засоби анкерування підлоги до стін. Для будівель класу СС2 (вища група ризику) у перекриттях слід розміщувати безперервні горизонтальні пов'язі, що включають прямокутну сітку з внутрішніх пов'язей, розподілених по перекриттю, і зовнішніх пов'язей, розташованих по периметру плит перекриття в межах смуги завширшки 1,2 м.

Ключовий елемент конструкції будівлі повинен витримувати особливий вплив A_d , що діє в горизонтальному і вертикальному напрямках (у кожному напрямі окремо) на сам елемент і прилеглі компоненти. Водночас необхідно враховувати межу міцності цих компонентів і їх з'єднань. Таке особливе розрахункове навантаження слід застосовувати згідно з EN 1990, формула (6.11b), у вигляді зосередженого або рівномірно розподіленого навантаження.

Рекомендоване значення A_d для будівельних конструкцій становить 34 кН/м^2 .

Для будівель категорії СС3 Єврокод EN 1991–1–7 вимагає оцінки ризику для будівлі.

Ризик визначається як міра поєднання ймовірності або частоти виникнення визначеної небезпеки та величини наслідків події та виражається як:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} \cdot p(H_i) \sum_j^{N_D} \cdot \sum_{k=1}^{N_S} \cdot p(D_j|H_i) \cdot p(S_k|D_j) \cdot C(S_k), \quad (1.8)$$

Де, N_H – кількість різних небезпек, N_D – кількість способів, якими небезпеки можуть пошкодити структуру, N_S – кількість несприятливих станів (S_k), на які можна розбити структуру пошкодження, $C(S_k)$ – наслідки несприятливого стану, $P(H_i)$ – ймовірність появи (в межах контрольного

інтервалу часу) i -ої небезпеки, $p(D_j|H_i)$ – умовна ймовірність j -го стану пошкодження конструкції при i -й небезпеці та $p(S_k|D_j)$ – умовна ймовірність k -го негативного загального стану конструкції S при j -му стані пошкодження.

Аналізуючи рівняння вище існують такі можливі стратегії контролю і зменшення ризику:

- зменшення ймовірності виникнення небезпеки (зниження $P(H)$).
Наприклад, якщо є ризик зіткнення судна з опорою мосту, створення штучного острівця навколо опори мосту зменшить ризик;

- зменшення ймовірності значних збитків для даних небезпек (зменшення $P(D|H)$);

- зменшення ймовірності несприятливих структурних характеристик, заданих структурними пошкодженнями (зниження $P(S|H)$).

Таким чином, аналіз ризиків конструкцій, що піддаються аварійним діям, включає наступні етапи:

1. Оцінка ймовірності виникнення різних небезпек з їх інтенсивністю;
2. Оцінка ймовірності різних станів ушкоджень і відповідних наслідків для даних небезпек;
3. Оцінка ймовірності неналежної роботи пошкодженої конструкції з відповідними наслідками.

Згідно з національним стандартом ДБН В.2.2–41:2019 [19], необхідно забезпечувати механічний опір та стійкість висотних будівель проти прогресуючого обвалення. Для цього проподиться розрахунок щодо прогресуючого обвалення, який виконують шляхом вилучення окремих елементів з конструктивної системи. При цьому зусилля у відповідних конструкціях (категорії А – конструкції та елементи, відмова яких може спричинити непридатність будівлі або її частини до експлуатації, мають бути збільшені на коефіцієнт динамічності не менше, ніж 1,2. Крім того, площа поперечного перерізу всіх вилучених (демонтованих) вертикальних елементів, розташованих на ділянці 80 м^2 , не повинна перевищувати:

- для залізобетонних елементів – $0,9 \text{ м}^2$;

- для фібробетонних, сталезалізобетонних елементів – 0,7 м²;
- для жорсткої арматури та сталевих елементів – 15 %.

Розрахунки виконуються із урахуванням взаємодії конструкцій надземної й підземної частин будівлі та ґрунтової основи. При цьому визначають горизонтальне переміщення верху будівлі з урахуванням крену фундаменту, прискорення коливань перекриттів верхніх поверхів, від спричинених вітровим навантаженням, а також прогини перекриттів та зусилля в несучих конструктивних елементах. Зусилля, що виникають від дії всіх можливих комбінації навантажень, визначають із урахуванням пружних (або непружних) характеристик жорсткості елементів та поетапності зведення (монтажу) конструкцій.

Під час перевірки стійкості висотної будівлі до прогресуючого обвалення розрахунковий опір матеріалів слід приймати рівним їх характеристичним значенням, що відповідають умовам аварійного розрахункового навантаження.

Для запобігання прогресуючому обваленню необхідно передбачати технічні рішення, які забезпечують нерозрізність конструктивної схеми будівлі. Це дає змогу ефективно перерозподіляти зусилля у разі пошкодження окремих елементів конструкцій завдяки здатності розвитку значних пластичних деформацій у самих елементах та їх з'єднаннях. Такий підхід дозволяє забезпечити загальну просторову стійкість будівлі навіть при локальних руйнуваннях, запобігаючи поширенню обвалення на інші частини споруди.

Згідно з ДБН В.1.2–14:2018 [78], головні несучі конструкції будівель та споруд, що належать до класів наслідків (відповідальності) СС3 та СС2 – коли клас визначається з урахуванням загроз життю та здоров'ю людей, – мають проектуватися таким чином, щоб у разі аварійної ситуації зменшити ймовірність виникнення непропорційних (лавиноподібних) руйнувань. Зазначена вимога повинна реалізовуватися шляхом застосування одного або кількох із наступних інженерних заходів, зокрема:

- усунення або попередження можливості появи початкових руйнувань (зокрема, за допомогою використання спеціальних заходів захисту);

– зменшення ймовірності руйнування відповідальних елементів об'єкта (зокрема, шляхом їх підсилення, дублювання, проєктування їх здатними до сприйняття аварійних впливів);

– резервування несучої здатності головних несучих конструкцій, забезпечення їх суцільності та безперервності, підвищення пластичних властивостей в'язей між конструкціями, залучення до роботи просторової системи ненесучих конструкцій;

– проєктування об'єкта таким чином, щоб у разі руйнування будь-якого окремого елемента, весь об'єкт або його важливіша частина зберігала експлуатаційну придатність протягом певного періоду часу, достатнього для вжиття термінових заходів (наприклад, евакуації людей у разі пожежі).

ДСТУ 9294 [20], що набрав чинності 1 березня 2025 року, встановлює відповідний комплекс заходів щодо стійкості будівель до прогресуючого (непропорційного) обвалення.

Ці заходи передбачають застосування конструктивних рішень, спрямованих на забезпечення нерозрізненості й конструктивної цілісності системи з урахуванням пошкоджень та ефектів, які не враховуються під час традиційного проєктування (наприклад, мембранні зусилля в перекриттях, значні деформації та переміщення).

Окрім цього, стандарт передбачає виконання розрахунків на аварійні комбінації навантажень і впливів, що включає вплив гіпотетичних локальних руйнувань несучих конструкцій.

Відповідно до наведених принципів, що містить даний документ, захист будівлі від прогресуючого (непропорційного) обвалення забезпечено, якщо для будь-яких елементів і їхніх з'єднань виконано таку умову:

$$E_d \leq R_d, \quad (1.9)$$

де:

E_d – розрахункова величина результату дій для прийнятої розрахункової ситуації;

R_d – розрахункова величина несучої здатності для прийнятої розрахункової ситуації.

Стандарт передбачає, що для проведення розрахунків розроблення найбільш небезпечних сценаріїв аварійних ситуацій, необхідно визначати рекомендовану зону локального руйнування. Зокрема, при розрахунках слід приймати площу не менше ніж 80 м^2 , перекриття будівлі повинне сприймати навантаження від ваги ділянки перекриття вищого поверху з урахуванням динамічного впливу. Для оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення слід розглядати найнебезпечніші варіанти локальних руйнувань:

- вилучення (видалення) двох стін, що перетинаються, на ділянках від місця їхнього перетину (наприклад, від кута будівлі) до найближчого отвору в кожній стіні або до наступного вертикального перетину зі стіною іншого напрямку, або на ділянці, що дорівнює висоті поверху H у чистому вигляді в кожному напрямку;

- видалення стіни, що стоїть окремо: біля середини з короткого боку будівлі, біля середини з довгого боку, на куті будівлі від краю до найближчого отвору або на довжині, що дорівнює висоті поверху в чистому вигляді;

- обвалення (видалення) окремої колони;

- обвалення ділянки перекриття одного поверху на площі локального руйнування.

Площа поперечного перерізу кожного вилученого вертикального елемента, розташованого на ділянці локального руйнування, не повинна перевищувати: для залізобетонних елементів – $1,0 \text{ м}^2$; для фібробетонних, сталезалізобетонних елементів – $0,7 \text{ м}^2$.

Розрахунок стійкості до прогресуючого обвалення виконують у нелінійній постановці, з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності, а також роботи елементів, які за звичайних умов експлуатації будівлі не є несучими.

ДСТУ 9294 [20] визначає, що основним засобом захисту будівель від прогресуючого обвалення є забезпечення резервування несучої здатності ключових несучих елементів, таких як колони, ригелі, діафрагми жорсткості, диски перекриттів та конструктивні стики. Для досягнення цієї мети передбачаються такі заходи:

- створення нерозрізності та безперервності армування плит перекриттів;
- підвищення пластичних властивостей в'язей між елементами конструкції;
- залучення до сумісної просторової роботи ненесучих конструктивних елементів (наприклад, заповнення отворів в стінах, огорожень тощо), здатних обмежити розвиток локальних руйнувань.

В стандарті наведено алгоритм розрахунку багатоповерхової будівлі каркасно-монолітного типу із залізобетону на прогресуюче (непропорційне) обвалення за допомогою комп'ютерного моделювання методом скінченних елементів.

Провівши аналіз різних підходів до розрахунку аварійних ситуацій встановлено, що нормативні документи різних країн при розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок аварійних ситуацій, визначають комбінацію позапроектних навантажень по різному.

Основні підходи до формування таких комбінацій наведені у таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 – Порівняння комбінацій навантажень для аналізу прогресуючого обвалення в різних документах

№ з/п	Документ	Комбінації навантажень	Примітка
1.	BS	$D + W/3 + L/3$	
2.	Eurocode	глава 3	

Продовження таблиці 1.4

3.	ASCE 7-05	$(0,9 \text{ або } 1,2)D + (0,5L \text{ або } 0,2S)$ $+ 0,2W_n$ $1,2D + A_k + (0,5L \text{ або } 0,2S)$ або $(0,9 \text{ або } 1,2)D + A_k + 0,2W_n$	альтернативний шлях навантаження, специфічний місцевий опір, специфічний місцевий опір,
4.	GSA	$2(D + 0,25L)$ $D + 0,25L$	статичний аналіз, динамічний аналіз
5.	UFC 4-023-03	$(0,9 \text{ або } 1,2)D + (0,5L \text{ або } 0,2S)$ $+ 0,2W_n$ $2[0,9 \text{ або } 1,2)D + (0,5L \text{ або } 0,2S)$ $+ 0,2W_n]$	нелінійний динамічний аналіз, нелінійний статичний аналіз
Примітка: D – постійне навантаження, L – тимчасове навантаження, W – вітрове навантаження, S – снігове навантаження.			

Порівняння випадкових навантажень для проектування ключових елементів у різних документах наведено в таблиці 1.5. Слід зазначити, що Єврокоди для врахування вибуху газу використовують значення 34 кПа, яке взяте з Британських стандартів. З іншого боку, інші документи, представлені в таблиці, не вказують цього значення, залишаючи його на розсуд проектувальників.

Настанови США, в цілому, віддають перевагу методу альтернативного шляху навантаження замість методу питомого місцевого опору, а випадкові навантаження взагалі не розглядають.

Таблиця 1.5 – Порівняння випадкових навантажень для проектування ключових елементів у різних документах

№ з/п	Документ	Випадкове навантаження
1.	BS	34 кПА
2.	Eurocode	34 кПА
3.	ASCE 7–05	Визначається на розсуд проектувальника
4.	GSA	–
5.	UFC 4–023–03	–

У таблиці 1.6 представлено порівняння допустимих локальних зон руйнування у вибраних документах. Ці обмеження є схожими, однак DoD UFC розрізняє обмеження залежно від того, де відбувається локальне пошкодження.

Таблиця 1.6 – Порівняння допустимих площ локальних руйнувань у різних документах

№ з/п	Документ	Допустиме локальне руйнування
1.	BS	15 % площі підлоги або покрівлі або 70 м ² (залежно від того, що менше). Поверх, на якому трапилося пошкодження, та один поверх вище або нижче.
2.	Eurocode	Межі допустимого локального руйнування можуть бути різними для кожного типу будівлі. Значенням, що рекомендується, є 15 % площі перекриття, але не більше 100 м ² на кожному з двох суміжних поверхів.
3.	ASCE 7–05	–

Продовження таблиці 1.6

4.	GSA	Конструктивна зона, пов'язана з видаленим елементом. 167 м ² на поверсі безпосередньо над видаленою зовнішньою колоною або 334 м ² на поверсі безпосередньо над видаленою внутрішньою колоною.
5.	UFC 4-023-03	Видалення зовнішньої колони: 70 м ² або 15 % від загальної площі (залежно від того, що менше), демонтаж внутрішньої колони: 140 м ² або 30 % від загальної площі приміщення (залежно від того, що менше).
6.	ДСТУ 9294	Рекомендовано зону локального руйнування при розрахунках приймати площею не менше ніж 80 м ² , перекриття будівлі повинне сприймати вагу ділянки перекриття вищого поверху з урахуванням динамічного впливу.

Величини випадкових навантажень, що застосовуються для проектування з метою перевірки здатності ключових елементів конструкцій сприймати додаткові навантаження, часто викликають сумніви в сучасних дослідженнях, оскільки вважаються завищеними для більшості практичних ситуацій. У деяких нормативних документах ці значення взагалі не регламентуються, залишаючи їх визначення на розсуд інженера-проектувальника відповідно до умов експлуатації та обраної методики розрахунку. Однією з актуальних проблем є невизначена поведінка будівель при внутрішніх або зовнішніх вибухах, спричинених дією вибухових речовин. Такі ситуації потребують розробки відповідних спеціалізованих інструментів для моделювання.

Серед причин, що можуть викликати прогресуюче обвалення, особливе місце становлять пожежі у поєднанні з внутрішніми дефлаграційними вибухами, що супроводжуються різкими термомеханічними ефектами та нерівномірною деградацією конструктивних елементів (рисунок 1.14).

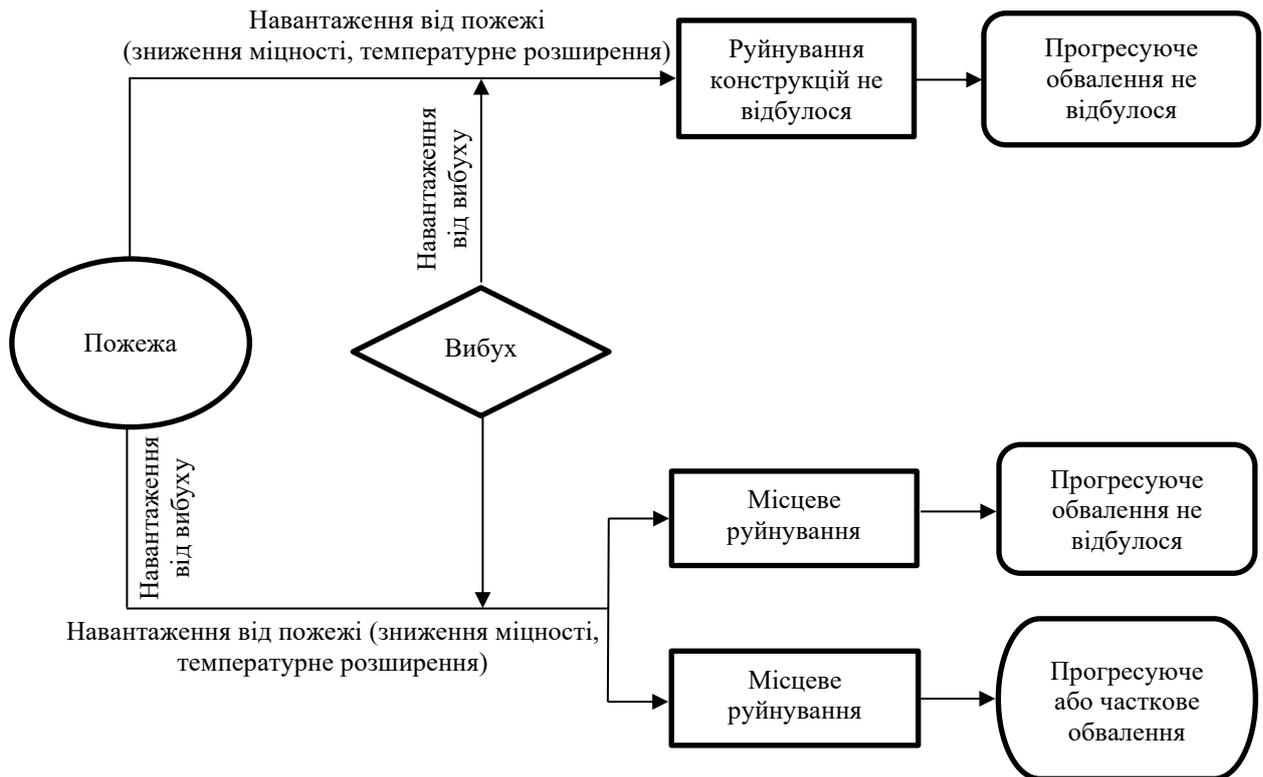


Рисунок 1.14 – Схематичне зображення механізму прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та вибуху

Пожежа та дефлаграційні вибухи створюють комплексний термомеханічний вплив на залізобетонні конструкції, який може призвести до локальних руйнувань і спричинити подальше прогресуюче обвалення. Під час пожежі температура матеріалів стрімко зростає, спричиняючи зменшення міцнісних властивостей як бетону, так і арматури. При досягненні температури 300 °С у бетоні спостерігається помітне зниження міцності [79]. Подальше нагрівання бетону призводить до різкого зниження міцності приблизно на 50 % при 600 °С і навіть до 90 % втрати міцності при 800 °С. Термічні зміни обумовлені фізико-хімічними змінами – зневоднення цементного каменю, утворення тріщин, фазовими перетвореннями заповнювача. Зокрема, кварцовий заповнювач зазнає фазового переходу близько 573 °С, що викликає різке розширення та додаткові мікротріщини в бетоні. При перевищенні температури сталі понад 350 °С відбувається швидке зменшення її міцності та жорсткості у зв'язку із зниженням границі текучості й модуля пружності. Термічне

розширення сталі перевищує розширення бетону, що спричиняє внутрішні напруження і додаткове розтріскування бетонного покриття. Залізобетонні конструкції загалом стійкі до впливу пожежі, однак прогресуюче обвалення під час пожеж виникає, особливо, якщо вогнем охоплено відразу декілька несучих елементів [80]. Під час пожежі температурному впливу одночасно піддаються всі несучі конструкції в об'ємі будівлі, охопленому вогнем. Це створює складну просторову картину теплопередачі, в якій взаємодіють одразу кілька механізмів – теплопровідність у тілі конструкцій, контактна теплопередача між елементами, радіаційний та конвективний теплообмін на відкритих поверхнях. У більшості існуючих розрахункових моделей визначення температурного впливу від пожежі на елементи конструкції, зокрема, для колон та перекриття – розглядаються окремо. Вузли жорсткого з'єднання при цьому спрощуються або ігноруються, що суперечить реальній фізичній картині. У стикових зонах спостерігається посилена теплопередача та утворення локальних температурних піків, які істотно впливають на загальний температурний стан і зниження дійсної несучої здатності конструкції [81].

Нормативні документи [82, 83] надають лише загальні положення щодо розрахунку меж вогнестійкості, не описуючи теплову взаємодію у вузлах з'єднання конструкцій. Виникнення явища радіаційного теплообміну при пожежі між близько розташованими конструкціями поверхонь, є додатковим критерієм локального перегріву. Моделювання температурного впливу в зонах стику з урахуванням радіаційної передачі тепла – встановило, що взаємне опромінення є досить суттєвим для його врахування в умовах високих температур [84]. Огляд іноземних та вітчизняних джерел, демонструє відсутність та необхідність дослідження процесів теплопередачі в зоні «колона–перекриття», врахування контактної теплопередачі, зміни теплофізичних властивостей матеріалів за підвищених температур, взаємне радіаційне опромінення тощо. Дослідження має практичну цінність для підвищення точності оцінювання вогнестійкості конструкцій для системи будівлі в цілому

при оцінці стійкості до прогресуючого обваленню залізобетонних будівель внаслідок пожежі.

Дефлаграційний вибух – це вибухове горіння зі швидкістю поширення полум'я нижче швидкості звуку, що характерне, зокрема, для вибухів горючих газів або пилу в напів замкненому об'ємі. Дефлаграція поступається детонації за піковим тиском та швидкістю фронту, але здатна створювати значні ударні навантаження на будівельні конструкції. Під час вибуху горючого газу або пилоповітряної хмари у приміщенні утворюється хвиля надлишкового тиску, яка діє на стіни, перекриття та колони. При прирості тиску 34 кПа вибухова хвиля може зруйнувати бетонні стіни і обвалити будівлі. Для порівняння, надлишковий тиск (6 – 7 кПа) здатен вибити вікна на значній відстані від епіцентру вибуху. Вибухове навантаження кардинально відрізняється від звичайних статичних навантажень своєю короткочасністю та високим значенням тиску. Динамічний вплив вибуху призводить до виникнення інерційних ефектів у конструкціях: елементи, не встигаючи перерозподілити зусилля, відгукуються на імпульс швидкими деформаціями й руйнуванням. Миттєве навантаження часто перевищує розрахункову несучу здатність конструкцій у рази, тому можливе локальне руйнування однієї чи кількох опор (колон або несучих стін) без явного пластичного прогину. Вибухи можуть виникати і як наслідок від пожежі, слугуючи додатковим аварійним навантаженням. Під час розвитку пожежі в замкненому об'ємі утворюються горючі пари та гази від термічного розкладу матеріалів (наприклад, гази піролізу деревини, термічного розкладання пластмас, неповного горіння тощо). В умовах недостатнього доступу повітря відбувається накопичення газів неповного згорання, і коли з'являється приплив кисню – можуть спалахнути із вибухоподібним горінням. Явище, відоме як «димовий вибух», полягає в дефлаграційному загорянні розігрітих піролізних газів при надходженні повітря в перегріте задимлене приміщення. Для такого типу вибуху необхідні умови: накопичений значний об'єм гарячих горючих газів, недостатній вміст кисню та достатня температура запалювання. Можливі газові вибухи під час пожежі при пошкодженні газопроводу або ємності з

горючими рідинами, викликаючи витік й займання пального газу. Вибухи горючого пилю, накопиченого на поверхнях, що піднятий під час пожежі конвекційними потоками може спалахнути як зважена хмара. За достатньої концентрації пилю в повітрі така хмара горить вибухоподібно та створює ударну хвилю, здатну зруйнувати несучі конструкції. Подібні пилогазові вибухи часті в промислових приміщеннях (силоси, елеватори) під час пожеж. Різде випаровування горючих рідин при контакті з розжареними поверхнями може спричинити вибух який в значній мірі впливає на загальну стійкість будівлі підвищуючи ризик настання прогресуючого обвалення [85].

За результатами проведеного огляду існуючих методик та підходів для оцінювання та забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення було встановлено, що всі вони застосовують принцип умовного видалення ключових елементів із розрахункової моделі без розгляду першопричини руйнування, що суперечить реальній картині поведінки конструктивної системи в умовах пожежі та вибуху. Тому існує обґрунтоване завдання у розробці математичних моделей прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, розробці методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення, яка буде базуватися на розроблених математичних моделях та передбачати визначення напружено–деформованого стану конструктивної системи під впливом пожежі та вибуху, визначення зруйнованих елементів, вжиття конструктивних рішень або інженерно–технічних заходів з метою недопущення прогресуючого обвалення будівель, програмна реалізація методики.

Висновки до розділу 1

На підставі проведеного аналізу зроблено наступні висновки:

1. За результатами аналізу літературних джерел встановлено наступне: дослідження не охоплюють аналіз впливу аварійних впливів, таких як пожежа або вибух, на характер пошкоджень і виникнення прогресуючого обвалення, не розглядаються сценарії комбінованої дії пожежі та вибуху; відсутні експериментальні дослідження з оцінювання стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та вибуху. У більшості випадків аналіз проводився в умовах спрощеної постановки задачі, із моделюванням видалення окремих елементів без урахування сумісної просторової роботи всієї конструктивної системи споруди. Існуючі методики й комп'ютерні моделі прогнозування стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення не враховують особливості роботи конструктивної системи внаслідок дії пожежі та вибуху. При розрахунках з оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення застосовується умовне видалення ключових елементів із розрахункової моделі з подальшим аналізом, проте не враховується сумісна робота несучих конструкцій за зміненою розрахунковою схемою роботи будівлі під дією силових і високотемпературних впливів пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху на ключові та інші відповідальні/несучі залізобетонні елементи будівель, руйнування яких призводить до прогресуючого обвалення.

2. Аналіз визначень прогресуючого обвалення, наведених у наукових джерелах і нормативних документах, засвідчує наявність відмінностей у трактуванні поняття, які відрізняються за термінологією, глибиною опрацювання, ступенем формалізації. Відсутність чіткого та загальноприйнятого формулювання терміна «прогресуюче обвалення» свідчить про недостатність вивчення потенційних небезпечних чинників, що можуть його спричинити.

3. Відносно невелика кількість випадків прогресуючого обвалення залізобетонних будівель внаслідок пожеж і вибухів має масштабний характер руйнувань. Окрему категорію становлять випадки прогресуючого обвалення,

викликаного вибуховими навантаженнями – здебільшого газовими або пилоповітряними вибухами всередині будівлі. Окремо слід виділити пожежі з подальшими вибухами, які найбільш характерні для виробничих будівель, де специфіка технологічного обладнання, використання горючих газів, легкозаймистих та горючих рідин, а також наявність пилю чи інших вибухонебезпечних матеріалів створюють підвищений ризик ініціювання дефлаграційних вибухів. Такі випадки, як правило, супроводжуються значними матеріальними збитками та людськими жертвами, що підкреслює актуальність подальших наукових досліджень прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі й дефлаграційного вибуху, розроблення ефективних методик забезпечення стійкості будівель, математичних та комп'ютерних моделей.

4. Розрахунок і оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожеж та вибухів потребує врахування одночасної дії декількох чинників типу «пожежа–вибух», а не розгляду окремо під час проектування. Крім того, необхідно враховувати проектні недоліки, зокрема некоректну побудову розрахункової моделі конструктивної системи, спрощене уявлення про просторову роботу будівлі, нехтування можливими комбінаціями навантажень; порушення технології виконання будівельно–монтажних робіт, використання матеріалів неналежної якості; зміну функціонального призначення об'єкта, відсутність технічного моніторингу та обстежень.

РОЗДІЛ 2. РОЗРОБКА МАТЕМАТИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ОЦІНЮВАННЯ СТІЙКОСТІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ВНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ ТА ДЕФЛАГРАЦІЙНОГО ВИБУХУ

Для вирішення другого наукового завдання розроблені математичні моделі, які дозволяють прогнозувати поведінку монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, визначати температурні поля у системі «залізобетонна колона–перекриття» з врахуванням просторової сумісної теплової взаємодії конструктивних елементів, теплового контакту у зоні вузла та механізму взаємного опромінювання поверхонь.

2.1. Розробка математичної моделі прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху

Теплові впливи

Теплові впливи мають вигляд поглиненого теплового потоку \dot{h}_{net} Вт/м² на поверхню конструкції, відповідно до пункту 3.1 EN 1991–1–2. На обігрівній поверхні поглинений тепловий потік \dot{h}_{net} повинен бути визначений, враховуючи конвекційний і променистий теплообмін:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}, \quad (2.1)$$

де:

$\dot{h}_{net,c}$ – конвекційна складова поглиненого теплового потоку, Вт/м²;

$\dot{h}_{net,r}$ – радіаційна складова поглиненого теплового потоку, Вт/м².

Конвекційна складова поглиненого теплового потоку визначається за формулою:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m), \quad (2.2)$$

де:

α_c – коефіцієнт конвективного теплообміну, Вт/м²;

θ_g – температура газового середовища поряд із конструкцією, на яку діє вогневий вплив, °С;

θ_m – температура поверхні конструкції, °С.

Поглинений тепловий потік \dot{h}_{net} на необігрівній поверхні конструкції слід визначати за формулою (2.1), де $\alpha_c = 4$ Вт/м². Коефіцієнт конвекційного теплообміну $\alpha_c = 9$ Вт/м² за умови, що враховані ефекти радіаційного теплообміну.

Радіаційна складова поглиненого теплового потоку на одиницю площі поверхні визначається за формулою:

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4], \quad (2.3)$$

де:

Φ – кутовий коефіцієнт;

ε_m – ступінь чорноти поверхні конструкції;

ε_f – випромінювальна здатність полум'я;

σ – постійна Стефана Больцмана ($5,67 \cdot 10^{-8}$ Вт/м²К⁻⁴);

θ_r – ефективна температура випромінювання вогневого середовища, °С;

Випромінювальна здатність вогню, як правило, приймається $\varepsilon_f = 1,0$.

У разі, коли конструкції піддаються вогневному впливу з усіх боків, температура випромінювання θ_r може бути представлена температурою газового середовища θ_g навколо конструкції. Температура поверхні θ_m

визначається теплотехнічним розрахунком конструкції відповідно до частини 1–2 в розрахунку на вогнестійкість проєктів EN 1992–EN 1996 і EN 1999 відповідно.

Температура газових середовищ θ_g може прийматися як номінальні температурні режими відповідно до пункту 3.2 EN 1991–1–2 або відповідно до моделей пожежі, наведених у пункті 3.3 EN 1991–1–2.

Теплофізичні характеристики бетону.

При розрахунку вогнестійкості залізобетонних конструкцій розрізняють бетони на силікатному (граніти, сіоніти, діорити) і вапняковому (вапняки, що містять не менше 80 % від ваги бетону вапнякової складової) заповнювачах.

Характер зміни питомої теплоємності бетону $c_p(\theta)$, кДж/(кг·К) відображений на рисунку 2.1.

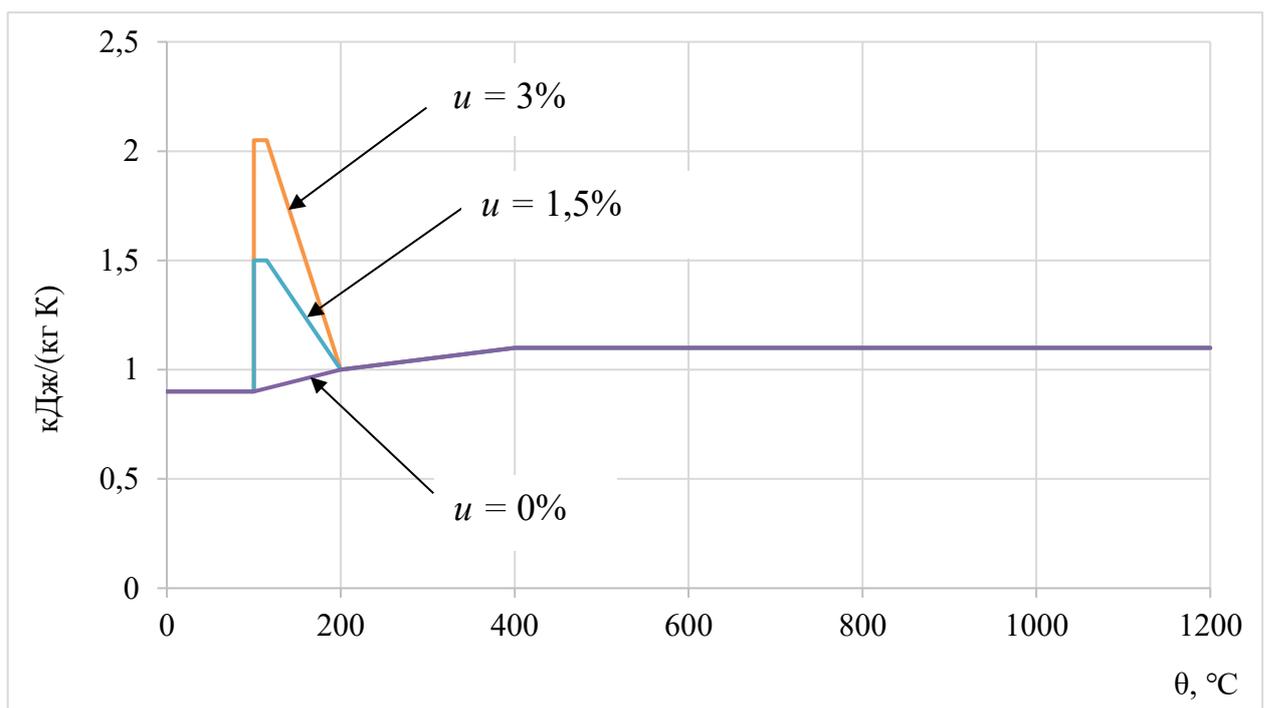


Рисунок 2.1 – Залежність питомої теплоємності $c_p(\theta)$ бетону на силікатному заповнювачі з вологістю $u = 0; 1,5$ і 3% від температури

Теплопровідність λ_c бетону визначається в інтервалі між нижньою і верхньою граничним значеннями (рисунок 2.2).

Значення теплопровідності може встановлюватися в діапазоні, визначеному нижньою і верхньою межею.

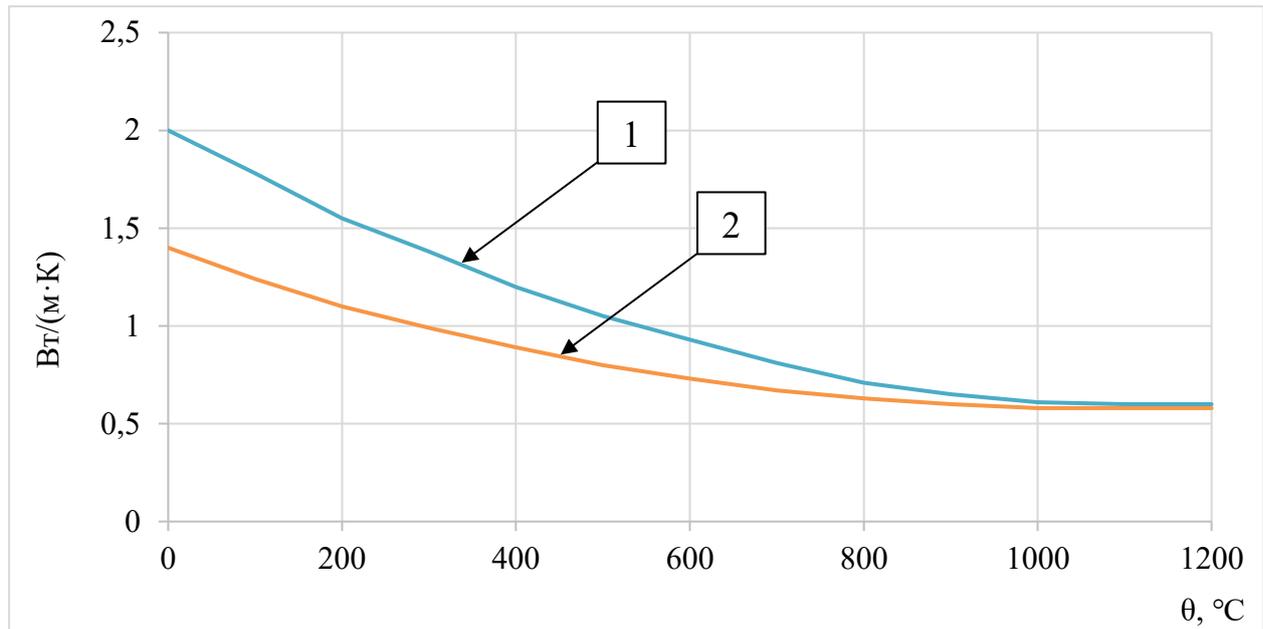


Рисунок 2.2 – Залежність теплопровідності бетону λ_c від температури:

1 – верхня межа; 2 – нижня межа

У загальному випадку, коли параметри моделі залежать від температури, і має місце випромінювання, рівняння (2.4) є нестационарним і нелінійним. Його рішення проводиться методом скінченних елементів.

Номінальні температурні режими.

Стандартний температурний режим – номінальний температурний режим, визначений у Єврокод 1 для представлення моделі повністю розвиненої пожежі в протипожежному відсіку. Визначається за формулою:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1), \quad (2.4)$$

Коефіцієнт конвективного теплообміну становить $\alpha_c = 25 \text{ Вт/м}^2$.

Температурний режим зовнішньої пожежі – номінальний температурний режим, призначений для зовнішньої поверхні зовнішніх огорожувальних стін, які можуть відчувати вогневий вплив із різних частин фасаду, тобто

безпосередньо зсередини відповідного протипожежного відсіку або відсіку, який розташований нижче, або межує з відповідною зовнішньою стіною. Визначають за формулою:

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20, \quad (2.5)$$

Коефіцієнт конвективного теплообміну становить $\alpha_c = 25 \text{ Вт/м}^2$.

Вуглеводневий температурний режим – номінальний температурний режим, який показує ефекти вуглеводневої пожежі. Визначається за формулою:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20, \quad (2.6)$$

Коефіцієнт конвективного теплообміну становить: $\alpha_c = 50 \text{ Вт/м}^2$.

Розрахунок елементів залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій складається з двох стадій. Перша стадія починається з визначення несучої здатності при нормальній температурі 20 °С, тобто при використанні Єврокоду 2 EN 1992–1–1:2010, або ДБН В.2.6–98:2009. У цих нормах запропоновано використовувати рівняння для опису залежності між σ_c і ε_c для короткочасного осьового навантаження. Рівняння (2.7), яке використовується ДБН В.2.6–98:2009:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.7)$$

де:

де $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ – відношення деформацій в стиснутому бетоні;

ε_{c1} – деформації при максимальних напруженнях;

$k = \frac{1,05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$ – коефіцієнт відповідно до ДБН В.2.6–98:2009;

E_{cm} – модуль пружності згідно з таблицею 3.1.;

f_{cm} – максимальні напруження згідно з таблицею 3.1.

Рівняння (2.7) і рівняння (2.8) у вигляді полінома п'ятого ступеня засноване на результатах численних експериментальних досліджень ДП НДІБК, статистична обробка яких дозволила запропонувати більш повну нормативну базу.

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.8)$$

Для обох формул визначені межі використання:

$$0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|, \quad (2.9)$$

де:

ε_{cu1} – номінальні граничні деформації бетону.

У роботі [86] показано, що на висхідній гілці графіки по ДБН і EN 1992–1–1 практично збігаються. В обох нормативних документах приведені класи бетонів, значення відносних деформацій стиску бетону ε_{c1} при максимальних напруженнях f_{cm} , номінальні граничні деформації бетону ε_{cu1} (значення відносних граничних деформації стиску бетону) і середнє значення початкового модуля пружності бетону E_{cm} (ГПа). Наведених даних у таблицях 3.1 і 3.2 достатньо для розрахунку залізобетонних конструкцій при температурі 20 °С. При цьому визначені класи міцності бетону, деформації стиснення бетону ε_{c1} при максимальних напруженнях f_{cm} , номінальні граничні деформації бетону ε_{cu1} , середнє значення початкового модуля пружності бетону E_{cm} і повна діаграма «напруження – деформації» бетону.

Залежність «напруження–деформація» набуває вигляд:

$$\sigma_{c,\theta=20} = f_{cm,\theta=20} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.10)$$

де:

$$\eta = \varepsilon_c \div \varepsilon_{c1,\theta=20} = \varepsilon_c \div 0,0021;$$

$$k_{\theta=20} = 1,05 E_{cm,\theta=20} \cdot |\varepsilon_{c1,\theta=20}| \div f_{cm,\theta=20} = 1,05 \cdot 31000 \cdot 0,0021 \div 30 = 2,2785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{cm,\theta=20} = 30 \cdot (2278,5 \cdot \varepsilon_c / 0,0021 - (\varepsilon_c \div 0,0021)^2) \div (1 + (2,2785 - 2) / (\varepsilon_c \div 0,0021)).$$

Під час розрахунків конструкцій при високотемпературних впливах необхідно врахувати температурний режим пожежі та її тривалість. На несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій, що знаходяться в умовах пожежі, впливають фізико-механічні властивості матеріалу конструкції, що змінюються залежно від температури нагріву. Зокрема, такі властивості визначаються границею міцності й модулем пружності матеріалу, з якого виконано конструкції. Залежності зміни фактичних характеристик міцності отримано із застосуванням методу найменших квадратів і для призмової міцності та мають наступний математичний вираз [87, 88]. Формули, які було отримано із застосуванням методу найменших квадратів для розрахункового значення міцності, мають вигляд поліномів 5-го ступеня [89]:

– для керамзитобетону на ділянці від 60 °С до 700 °С;

$$\alpha_{\theta} = \frac{f_{cd,\theta}}{f_{cd}} = 4,519 \cdot 10^{-30} \cdot \theta^5 - 1,299 \cdot 10^{-25} \cdot \theta^4 + 1,652 \cdot 10^{-22} \cdot \theta^3 - 2,555 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2 + 1,020 \cdot 10^{-3} \cdot \theta + 0,98 \quad (2.11)$$

– для важкого бетону на ділянці від 60 °С до 700 °С;

$$\alpha_{\theta} = \frac{f_{cd,\theta}}{f_{cd}} = 4,303 \cdot 10^{-28} \cdot \theta^5 - 7,555 \cdot 10^{-25} \cdot \theta^4 + 4,863 \cdot 10^{-22} \cdot \theta^3 - 3,608 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2 + 2,320 \cdot 10^{-3} \cdot \theta + 0,6184 \quad (2.12)$$

Для оцінки впливу високих температур у розрахунковій практиці широко застосовуються залежності, наведені в нормативних документах, зокрема у стандарті EN 1992-1-2, які є загальноприйнятими в сучасному проектуванні. Однак використання виключно нормативних значень не завжди забезпечує

належний рівень точності, оскільки реальна поведінка матеріалу може істотно відрізнятися від регламентованих залежностей унаслідок різноманітних технологічних і структурних чинників. У зв'язку з цим особливої актуальності набуває порівняння теоретичних кривих, отриманих за стандартом, із результатами натурних випробувань, що дозволяє виявити загальні закономірності зниження міцності, уточнити характер зміни властивостей матеріалу та об'єктивно оцінити адекватність прийнятих розрахунків.

На рисунку 2.3 подано порівняльні графічні залежності відносної міцності керамзитобетону та важкого бетону за даними стандарту EN 1992–1–2, а також за результатами експериментальних досліджень. У таблиці 2.1 наведено узагальнені числові значення зміни міцності для зазначених матеріалів у діапазоні від 20 °С до 1200 °С, що дає змогу не лише здійснити кількісний аналіз відмінностей між розрахунковими та експериментальними результатами, а й простежити характер розбіжностей на різних етапах температурного впливу.

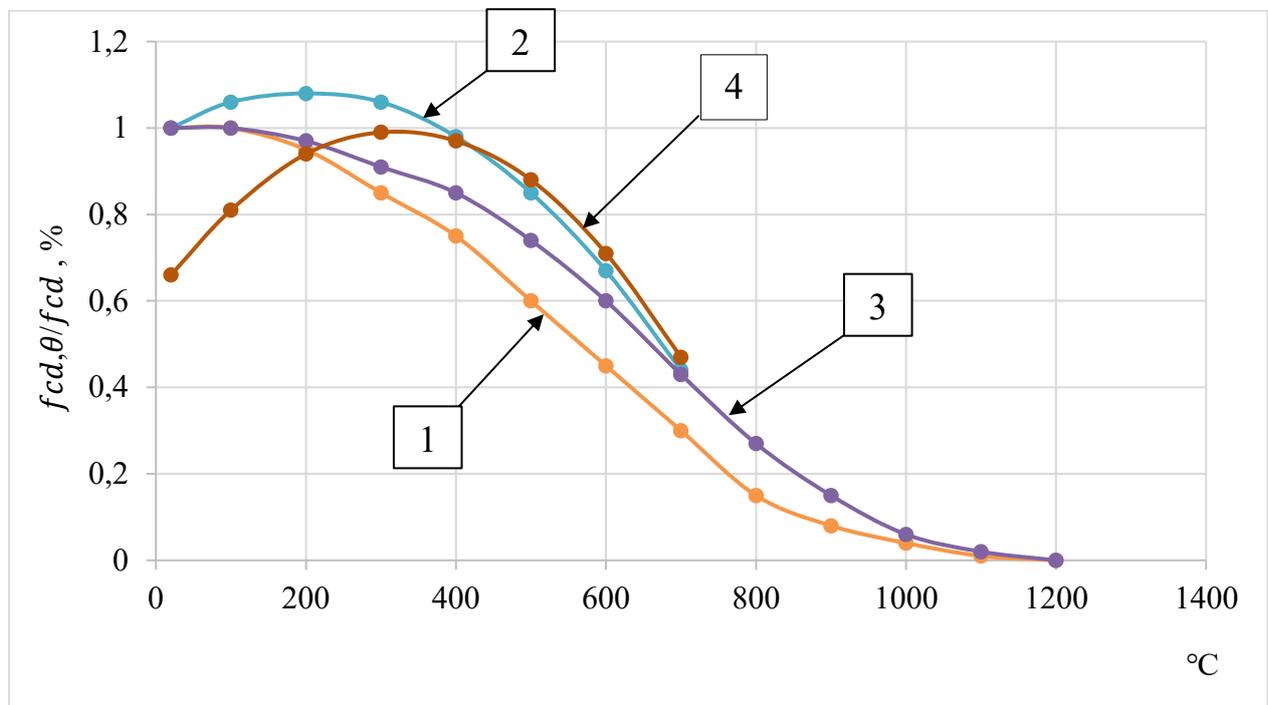


Рисунок 2.3 – Порівняльний графік зменшення міцності бетону при підвищенні температури: 1) керамзитобетон за EN 1992–1–2; 2) керамзитобетон за результатами натурних випробувань; 3) важкий бетон за EN 1992–1–2; 4) важкий бетон за результатами натурних випробувань

Таблиця 2.1 – Порівняльна таблиця зменшення міцності бетону при підвищенні температури

Температура бетону, °C	$\alpha_{\theta} = \frac{f_{cd,\theta}}{f_{cd}}$					
	Керамзитобетон (силікатний)		Різниця, %	Важкий бетон (карбонатний)		Різниця, %
	EN 1992-1-2	Випробування		EN 1992-1-2	Випробування	
20	1,0	1,0	0	1,0	0,66	34
100	1,0	1,06	6	1,0	0,81	19
200	0,95	1,08	13	0,97	0,94	3
300	0,85	1,06	21	0,91	0,99	8
400	0,75	0,98	22	0,85	0,97	12
500	0,60	0,85	25	0,74	0,88	14
600	0,45	0,67	22	0,60	0,71	11
700	0,30	0,44	14	0,43	0,47	4

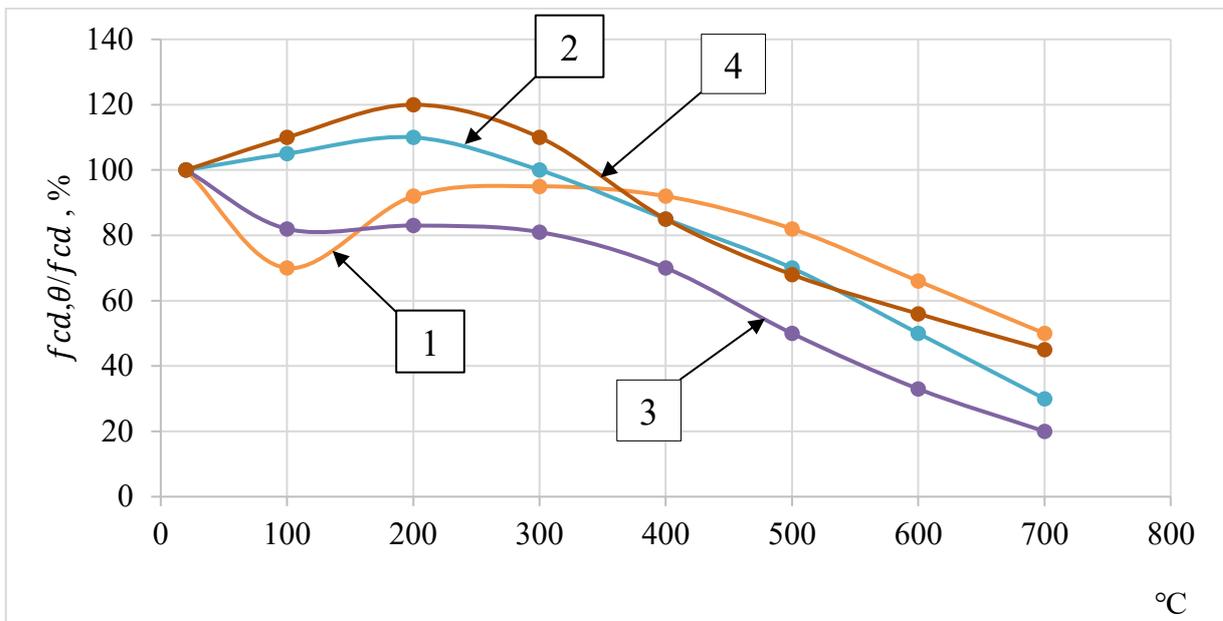


Рисунок 2.4 – Вплив високих температур на величину розрахункового значення міцності бетону на стиск: 1) звичайний важкий бетон; 2) керамзитобетон; 3) високоміцний бетон; 4) керамзитоперлітобетон

Таблиця 2.2 – Зменшення міцності бетонів на стиск при підвищенні температури

Температура, °С	Звичайний важкий бетон	Керамзитобетон	Високоміцний бетон	Керамзитоперлітобетон
20	100	100	100	100
100	70	105	82	110
200	92	110	83	120
300	95	100	81	110
400	92	85	70	85
500	82	70	50	68
600	66	50	33	56
700	50	30	20	45

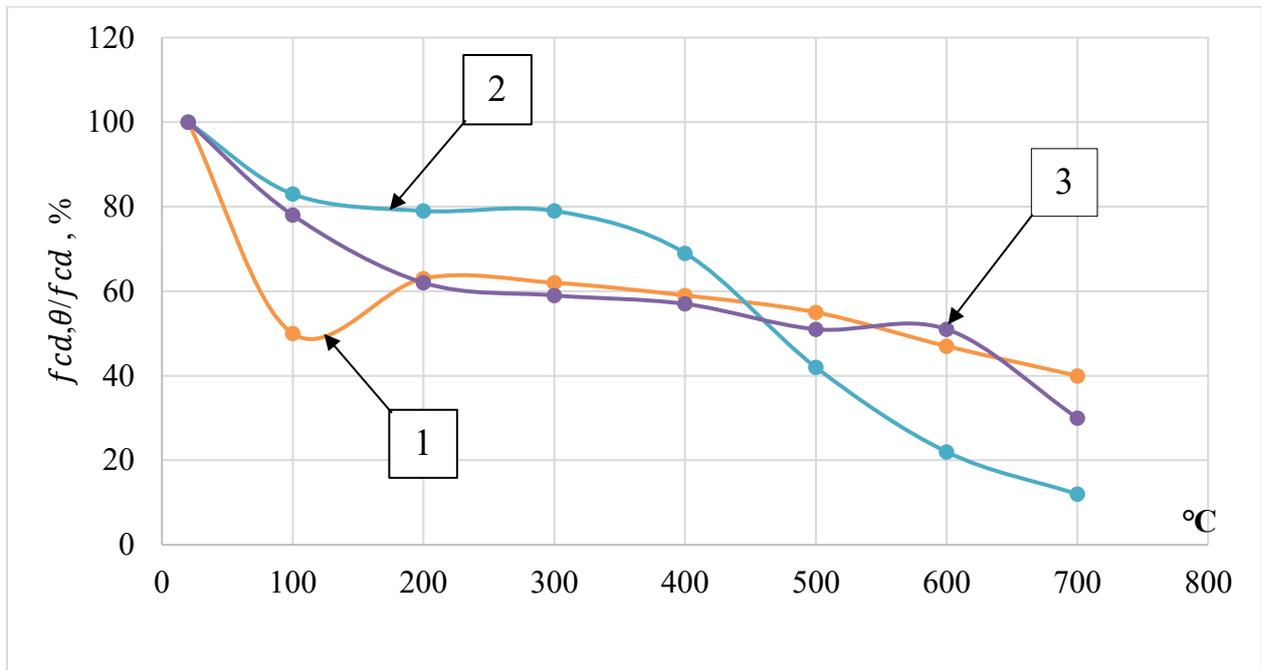


Рисунок 2.5 – Вплив високих температур на величину розрахункового значення міцності бетонів на розтяг: 1) важкий бетон; 2) високоміцний бетон; 3) керамзитоперлітобетон

Таблиця 2.3 – Зменшення міцності бетонів на розтяг при підвищенні температури

Температура, °C	Важкий бетон	Високоміцний бетон	Керамзитоперліто–бетон
20	100	100	100
100	50	83	78
200	63	79	62
300	62	79	59
400	59	69	57
500	55	42	51
600	47	22	51
700	40	12	30

Збільшення температури нагріву матеріалу сприяє зниженню його початкового модуля пружності [90]. Загальний вигляд зміни модуля пружності бетону від температури наведено на рисунку 2.6.

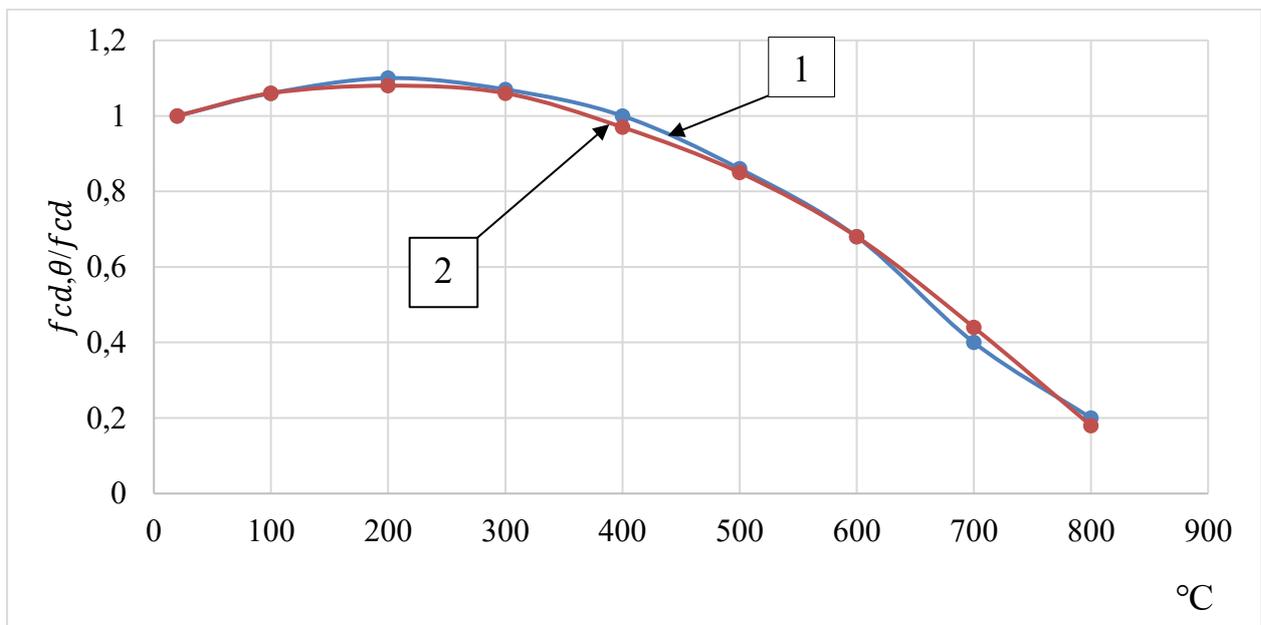


Рисунок 2.6 – Графіки залежності « $f_{cd,\theta}/f_{cd} - \theta$ » для керамзитобетону:

1) нормативні; 2) експериментальні

Таблиця 2.4 – Значення залежності модуля пружності $f_{cd,\theta}/f_{cd} - \theta$ для керамзитобетону за підвищених температур

Температура, °C	Характеристичні	Експериментальні
20	1	1
100	1,06	1,06
200	1,1	1,08
300	1,07	1,06
400	1	0,97
500	0,86	0,85
600	0,68	0,68
700	0,4	0,44
800	0,2	0,18

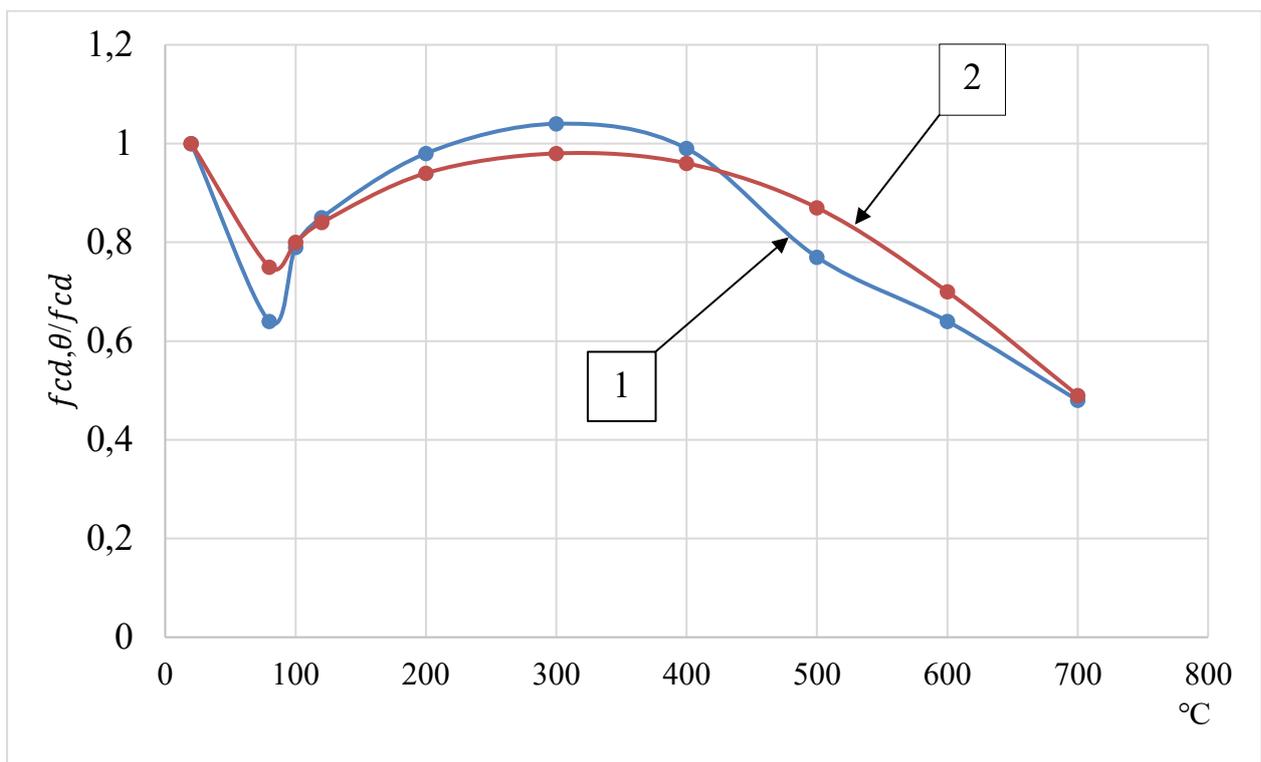


Рисунок 2.7 – Графіки залежності модуля пружності $f_{cd,\theta}/f_{cd} - \theta$ від температури для важкого бетону: 1) характеристичні; 2) експериментальні

Таблиця 2.5 – Значення залежності початково модуля пружності $f_{cd,\theta}/f_{cd} - \theta$ для важкого бетону

Температура, °C	Характеристичні	Експериментальні
20	1	1
80	0,64	0,75
100	0,79	0,8
120	0,85	0,84
200	0,98	0,94
300	1,04	0,98
400	0,99	0,96
500	0,77	0,87
600	0,64	0,7
700	0,48	0,49

Залежності зміни модуля пружності бетону від температури можуть бути отримані по аналогії із залежностями для міцності бетону методом найменших квадратів.

Формули, отримані із застосуванням методу найменших квадратів для початкового модуля пружності, мають вигляд [87, 88]:

– для керамзитобетону на ділянці від 120 °C до 800 °C

$$\beta_{\theta} = \frac{E_{cm,\theta}}{E_{cm}} = 0,00367 \cdot \left(\frac{\theta}{100} - 16,47 \right)^2 + 0,022, \quad (2.13)$$

– для важкого бетону на ділянці від 120 °C до 800 °C

$$\beta_{\theta} = \frac{E_{cm,\theta}}{E_{cm}} = 1,2 - \frac{\theta}{100} \cdot \left(0,14 + 0,0012 \cdot \frac{\theta}{100} \right), \quad (2.14)$$

Графіки залежності модуля пружності бетону $E_{cm,\theta}/E_{cm} - \theta$ для керамзитобетону і важкого бетону, які побудовано за формулами (2.13) і (2.14), наведено на рисунках 2.8. та 2.9. відповідно. Криві 1 побудовано за даними [86];

теоретичні криві 2 побудовано відповідно за формулою (2.12) для керамзитобетону і формулою (2.14) для важкого бетону.

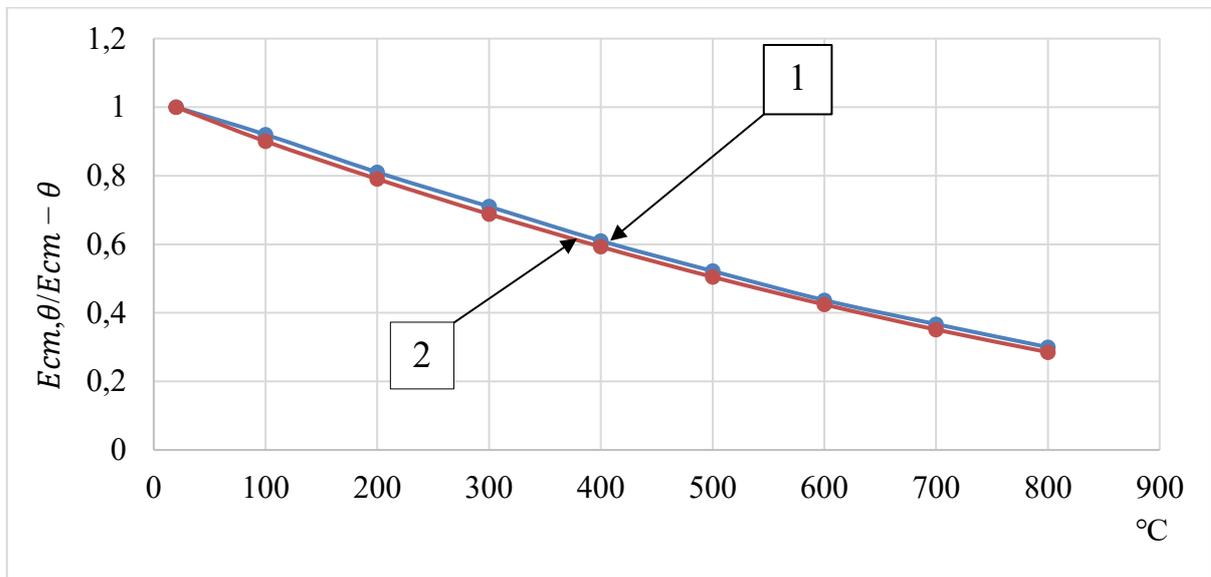


Рисунок 2.8 – Графіки залежності початково модуля пружності $E_{ст,θ}/E_{ст} - θ$ від температури для керамзитобетону: 1) за даними досліджень авторів; 2) за формулою 2.12

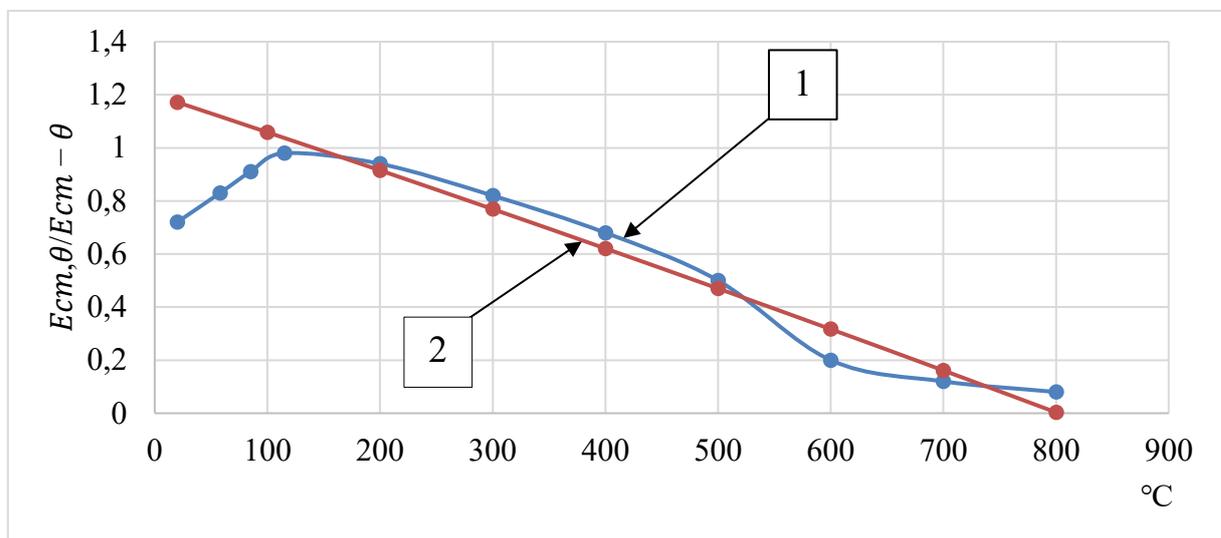


Рисунок 2.9 – Графіки залежності початково модуля пружності $E_{ст,θ}/E_{ст} - θ$ від температури для важкого бетону: 1) за даними досліджень авторів; 2) за формулою 2.13

Зниження розрахункового опору арматурної сталі можна врахувати шляхом введення коефіцієнта зниження характеристичного значення величини опору залежно від температури $k_{y,\theta}$, функцію для розрахунку якого можна встановити в першому наближенні за отриманими експериментальними даними [86, 88].

Для різних класів арматури з використанням методу найменших квадратів встановлено наступні аналітичні залежності, порівняльні графіки яких наведено на рисунку 2.10:

– для арматури класу A240C

$$k_{y,\theta}^{A240} = 1 - 0,00134 \cdot \theta + 1,6 \cdot 10^{-7} \cdot \theta^2, \quad (2.15)$$

– для арматури класу A400C

$$k_{y,\theta}^{A400} = 0,91 - 0,0004 \cdot \theta - 1,06 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2, \quad (2.16)$$

– для арматури класу A500C

$$k_{y,\theta}^{A500} = 0,942 - 0,00046 \cdot \theta - 1,15 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2, \quad (2.17)$$

– для арматури класу A600C

$$k_{y,\theta}^{A600} = 0,951 - 0,00025 \cdot \theta - 1,15 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2, \quad (2.18)$$

Крім того, було отримано рівняння для визначення усередненого значення коефіцієнта зниження опору:

$$k_{y,\theta}^{red} = 1 - 0,0006 \cdot \theta - 1,0 \cdot 10^{-6} \cdot \theta^2, \quad (2.19)$$

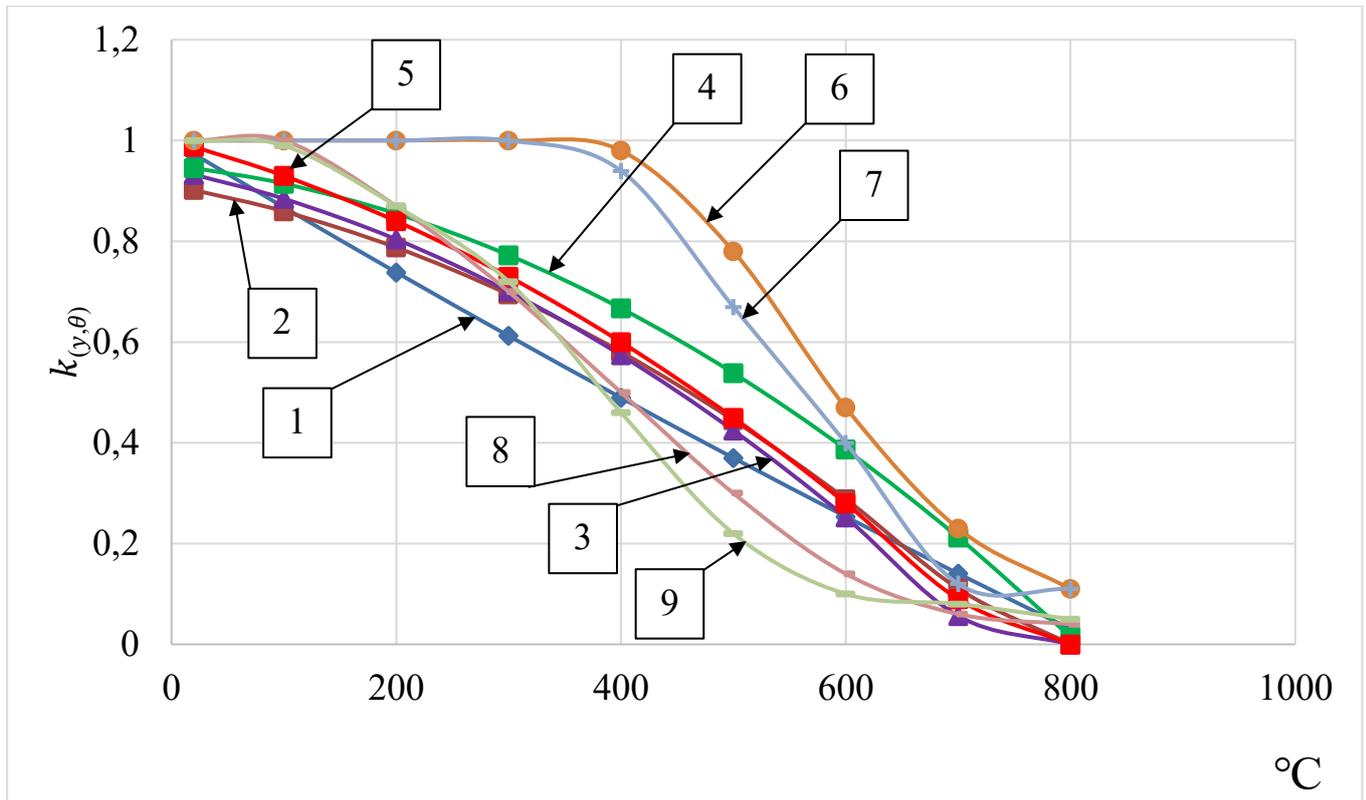


Рисунок 2.10 – Порівняльний графік значень величин коефіцієнтів зниження розрахункового опору арматури залежно від температури $k_{y,\theta}$:

– за отриманими експериментальними даними [88]:

- 1) арматури класу A240C; 2) арматури класу A400C; 3) арматури класу A500C;
4) арматури класу A600C; 5) усереднене значення коефіцієнта зниження опору;

– за даними EN 1992–1–1:

- 6) гарячекатана ненапружена арматура; 7) холоднодеформована ненапружена арматура; 8) арматура класу А попередньо напружена; 9) арматура класу В попередньо напружена

Міцнісні та деформаційні властивості арматури за підвищених температур визначаються за діаграмою «напруження–деформація» EN 1992–1–2.

Температурна деформація бетону $\varepsilon_c(\theta)$ визначається як відносна зміна довжини зразка бетону при нагріванні до температури θ , порівняно з його довжиною за температури 20 °C:

$$\varepsilon_c(\theta) = \frac{l(\theta) - l_0}{l_0}, \quad (2.20)$$

де:

$l(\theta)$ – довжина зразка при температурі θ ;

l_0 – довжина зразка при 20 °С.

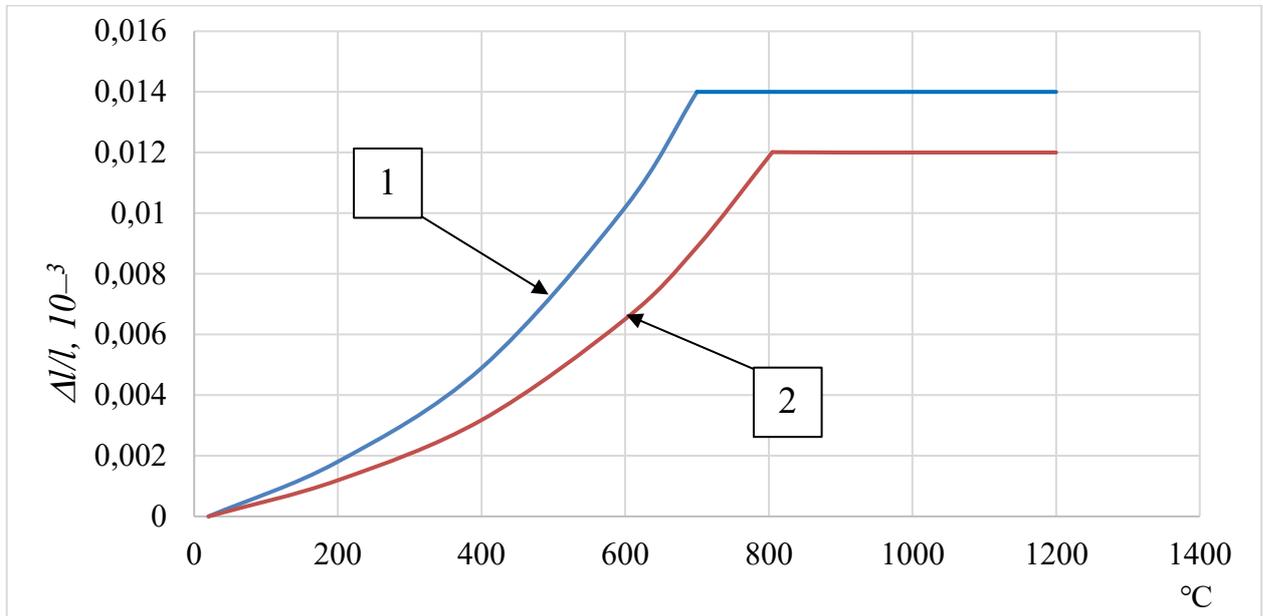


Рисунок 2.11 – Графік залежності температурного розширення від температури: 1) силікатний заповнювач; 2) карбонатний заповнювач

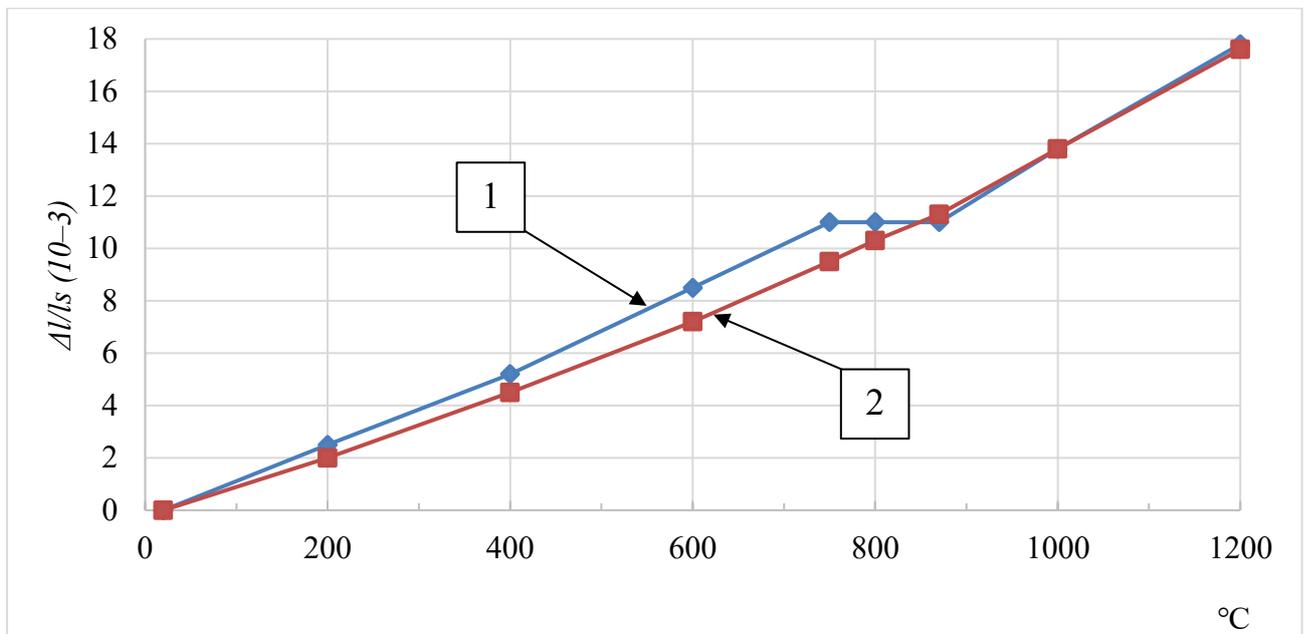


Рисунок 2.12 – Повне температурне видовження арматури: 1) ненапружена арматура; 2) попередньо напружена арматура

Температурну деформацію $\varepsilon_s(\theta)$ арматури можна визначити відносно довжини за температури 20 °С за відповідними температурними залежностями які зазначені на рисунку 2.12.

Динамічна поведінка залізобетонних конструкцій в умовах впливу високих температур та вибухових навантажень може бути описана рівнянням динамічної рівноваги у методі скінченних елементів:

$$M\ddot{u}(t) + C(T)\dot{u} + K(T)u = F_{\text{вибух}}(t) + F_{\text{терм.}}(T), \quad (2.21)$$

де:

u – вектор вузлових переміщень, м;

\ddot{u} – вектор прискорень, м/с²;

\dot{u} – вектор швидкостей, м/с;

M – масова матриця, кг;

C – матриця демпфування (модель Релея), Н·с/м;

$K(T)$ – матриця жорсткості з урахуванням температури, Н/м;

$F_{\text{вибух}}(t)$ – імпульсне навантаження від вибуху, Н;

$F_{\text{терм.}}(T)$ – вектор термічних сил від теплового розширення, Н.

Температурозалежна матриця жорсткості.

Температурозалежна матриця жорсткості елемента визначається інтегруванням по його об'єму, $K_e(T)$:

$$K_e(T) = \int \Omega_e B(T) D_{3/6}(T) B^T \Omega, \quad (2.22)$$

де:

$D_{3/6}(T)$ – ефективна матриця пружності залізобетону при відповідній температурі;

B – матриця деформаційної геометрії;

Ω_e – область інтегрування.

Ефективна матриця пружності визначається як сума внесків бетону та арматури, $D_{\frac{3}{6}}(T)$:

$$D_{\frac{3}{6}}(T) = V_{\text{бет.}} \cdot D_{\text{бет.}}^{\text{СТИСК}}(T) + V_{\text{арм.}} \cdot D_{\text{арм.}}^{\text{РОЗТЯГ}}(T) + V_{\text{арм.}} \cdot D_{\text{арм.}}^{\text{СТИСК}}(T), \quad (2.23)$$

де:

$V_{\text{бет.}}$, $V_{\text{арм.}}$ – об'ємні частки бетону та арматури відповідно;

$D_{\text{бет.}}^{\text{СТИСК}}(T)$ – матриця бетону на стиск при відповідній температурі;

$D_{\text{арм.}}^{\text{РОЗТЯГ}}(T)$ – матриця арматури на розтяг при відповідній температурі;

$D_{\text{арм.}}^{\text{СТИСК}}(T)$ – матриця арматури на стиск при відповідній температурі.

Матриця жорсткості бетону.

Бетон ефективно працює на стиск, тому його матриця визначається лише для області, де $\varepsilon < 0$ (тобто негативні деформації) і має вигляд:

$$D_{\text{бет.}}^{\text{СТИСК}}(T) = \begin{cases} \frac{E_{\text{бет.}}(T)}{1-\mu_{\text{бет.}}^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu_{\text{бет.}} & 0 \\ \mu_{\text{бет.}} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu_{\text{бет.}}}{2} \end{bmatrix}, & \text{при } \varepsilon < 0 \\ 0, & \text{при } \varepsilon \geq 0 \end{cases} \quad (2.24)$$

де:

$E_{\text{бет.}}(T)$ – модуль пружності бетону залежно від температури;

$\mu_{\text{бет.}}$ – коефіцієнт Пуассона для бетону.

Матриця жорсткості арматури.

Арматура в залізобетонних конструкціях ефективно працює як на розтяг, так і на стиск. Для опису її внеску в жорсткісні характеристики доцільно розділяти два випадки:

- розтягуючі деформації $\varepsilon > 0$;
- стискуючі деформації $\varepsilon < 0$.

У методі скінченних елементів ці випадки враховуються введенням окремих матриць жорсткості арматури: матриці на розтяг та матриці на стиск:

$$D_{\text{арм.}}^{\text{розтяг}}(T) = \begin{cases} \frac{E_{\text{арм.}}(T)}{1-\mu_{\text{арм.}}^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu_{\text{арм.}} & 0 \\ \mu_{\text{арм.}} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu_{\text{арм.}}}{2} \end{bmatrix}, & \text{при } \varepsilon > 0 \\ 0, & \text{при } \varepsilon \leq 0 \end{cases} \quad (2.25)$$

$$D_{\text{арм.}}^{\text{стиск}}(T) = \begin{cases} \frac{E_{\text{арм.}}(T)}{1-\mu_{\text{арм.}}^2} \begin{bmatrix} 1 & \mu_{\text{арм.}} & 0 \\ \mu_{\text{арм.}} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu_{\text{арм.}}}{2} \end{bmatrix}, & \text{при } \varepsilon < 0 \\ 0, & \text{при } \varepsilon \geq 0 \end{cases} \quad (2.26)$$

де:

$E_{\text{арм.}}(T)$ – модуль опору арматури залежно від температури;

$\mu_{\text{бет.}}$ – коефіцієнт Пуассона для арматури;

ε – деформація (знаком визначається режим: розтяг чи стиск).

Матриця демпфування.

Матриця демпфування $C(T)$ визначається як лінійна комбінація масової та жорсткісної матриць за моделлю Релея:

$$C(T) = a_M \cdot M + \beta_K \cdot K(T), \quad (2.27)$$

де:

a_M – масовий коефіцієнт демпфування;

β_K – жорсткісний коефіцієнт демпфування;

M – масова матриця, кг;

$K(T)$ – температуро–залежна матриця жорсткості залізобетону.

Масова матриця.

Об’ємна масова матриця M , яка застосовується у динамічних задачах методу скінченних елементів, має загальний вигляд:

$$M = \int \Omega \rho \cdot N^T N d\Omega, \quad (2.28)$$

де:

ρ – густина матеріалу (постійна для кожного типу елемента), кг/м³;

Ω – об’єм елемента;

N – матриця форм–функцій (інтерполяційних функцій).

Імпульсне навантаження від вибуху.

Імпульсне навантаження у методі скінченних елементів $F_{\text{вибух}}(t)$, моделюється як тимчасова зосереджена сила або тиск, прикладений до поверхні конструкції (вузлів) протягом дуже короткого часу.

Загальний вираз сили від вибуху має вигляд:

$$F_{\text{вибух}}(t) = P(t) \cdot S, \quad (2.29)$$

де:

$P(t)$ – тиск від вибуху, що змінюється у часі, Па;

S – вектор площ, на які діє тиск, м².

Функція тиску вибуху $P(t)$, може бути описана у вигляді спрощених та більш реалістичних моделей. Для наближених розрахунків використовується

трикутний імпульс, тоді як для більш точного відтворення часової зміни навантаження застосовується експоненційна модель.

Трикутний імпульс (найпростіший варіант) має наступний вигляд:

$$P(t) = P_{max.} \left(1 - \frac{t}{t_d}\right), 0 \leq t \leq t_d, \quad (2.30)$$

де:

$P_{max.}$ – максимальний тиск вибуху, Па;

t, t_d – тривалість дії ударної хвилі, затухання, мс.

Більш реалістичне відображення часової зміни тиску забезпечує експоненційна модель:

$$P(t) = P_{max.} \cdot e^{-t/\tau}, \quad (2.31)$$

де:

τ – час затухання тиску вибуху, мс.

Температурні деформації.

В умовах дії високих температур, що виникають під час пожежі, матеріали конструкції зазнають теплового розширення, яке супроводжується збільшенням внутрішніх деформацій і напружень. Це додаткове навантаження відображається у вигляді вектора термічних сил $F_T(T)$.

У методі скінченних елементів він формується шляхом інтегрування температурних деформацій у межах об'єму елемента:

$$F_{терм.}(T) = \int \Omega_{бет.} B^T \cdot D_{бет.}(T) \cdot \varepsilon_{темп.}^{бет.} d\Omega + \int \Omega_{арм.} B^T \cdot D_{арм.}(T) \cdot \varepsilon_{темп.}^{арм.} d\Omega, \quad (2.32)$$

де:

B^T – матриця геометричних зв'язків;

$D_{\text{бет.}}(T), D_{\text{арм.}}(T)$ – матриці жорсткості для бетону та арматури відповідно температури;

$\Omega_{\text{бет.}}, \Omega_{\text{арм.}}$ – області бетону та арматури відповідно;

$\varepsilon_{\text{темп.}}^{\text{бет.}}, \varepsilon_{\text{темп.}}^{\text{арм.}}$ – температурна деформація бетону та арматури.

Температурна деформація матеріалу $\varepsilon_{\text{темп.}}^m$ визначається за залежністю:

$$\varepsilon_{\text{темп.}}^{\text{бет.}} = a_m(T) \cdot \Delta T \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}, \quad (2.33)$$

де:

$a_m(T)$ – коефіцієнт лінійного теплового розширення матеріалу, m ;

$\Delta T = T - T_0$ — зміна температури, К.

Порівняння нормативних залежностей, наведених у EN 1992–1–2, із результатами натурних експериментальних досліджень виявило суттєві розбіжності, зокрема у зниженні міцності важкого та керамзитобетону, а також у зміні початкового модуля пружності залежно від температури. Це свідчить про необхідність коригування розрахункових моделей для забезпечення більшої адекватності розрахунків реальним умовам експлуатації. Отримані аналітичні залежності для характеристики міцності, модуля пружності та температурної деформації бетону, а також коефіцієнтів зниження міцності арматури при підвищених температурах забезпечують комплексну основу для прогнозування поведінки конструкцій при пожежі. Використання запропонованих уточнених математичних залежностей підвищує точність розрахунків при оцінюванні стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

Розроблена математична модель прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, яка на відміну від існуючих враховує нелінійні теплофізичні характеристики матеріалів, температурні режими пожеж, нелінійність законів деформування матеріалів конструкцій, вплив навантаження від дефлаграційного вибуху. Разом із тим модель має спрощений характер і не враховує низку важливих фізичних факторів, зокрема тріщиноутворення в бетоні, повзучість матеріалів при високих температурах та просторових ефектів поширення вибухової хвилі.

2.2. Розробка математичної моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі

Проблема стійкості залізобетонних конструкцій внаслідок дії пожеж розглядалася в багатьох дослідженнях, проте більшість із них фокусуються на окремих елементах без урахування теплової взаємодії в зонах з'єднання. У більшості розрахункових моделей визначення температурного впливу від пожежі на елементи конструкції, зокрема, для колон та перекриття – розглядаються окремо. Вузли жорсткого з'єднання спрощуються або ігноруються, що суперечить реальній фізичній картині.

У стикових зонах спостерігається посилена теплопередача та утворення локальних температурних піків, які істотно впливають на загальний температурний стан і зниження дійсної несучої здатності конструкції. Аналіз результатів вогневих випробувань залізобетонного вузла «колона–перекриття», проведених китайськими вченими [91], показав, що в зоні стику та навколо неї спостерігається підвищення температури внаслідок ефекту взаємного опромінення.

Для врахування зазначених процесів пропонується математична модель теплопередачі шляхом урахування контактної взаємодії у вузлі та взаємного опромінення між суміжними внутрішніми поверхнями. Це забезпечує більш точне відтворення локальних теплових ефектів у зоні стику та дозволяє

обґрунтовано оцінити ризик руйнування конструкцій і розвитку прогресуючого обвалення.

Побудова удосконаленої моделі заснована на класичних рівняннях теплопровідності (закон Фур'є), теплового випромінювання (закон Стефана–Больцмана), конвективного обміну (закон Ньютона) та контактного теплообміну. На цій основі запропоновано вперше постановку завдання, що враховує сумісну та просторову взаємодію елементів конструкції в умовах пожежі.

У рамках завдання розглядається нестационарна теплопередача у системі двох з'єднаних залізобетонних елементів (колона і перекриття), які піддаються дії високих температур при дії пожежі. Початкова модель описує зміну температури в кожній точці конструкції як функцію координат і часу.

Початкові умови (для всієї системи):

$$T = T(x, y, z, t), \quad \forall (x, y, z) \text{ в області } \Omega \quad (2.34)$$

де:

$T = T(x, y, z, t)$ – температурне поле, що змінюється у просторі (x, y, z, t) та часі t , К;

(x, y, z) – просторові координати в тривимірному декартовому просторі, м;

t – час, що відображає тривалість теплового впливу, с;

Ω – область, яка відповідає об'єму конструкції.

Диференціальне рівняння теплопровідності з урахуванням зміни від температури властивостей матеріалів:

$$\rho(T) \cdot c(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla \cdot (\lambda(T) \cdot \nabla T), \text{ в області } \Omega \quad (2.35)$$

де:

$\rho(T)$ – густина матеріалу, кг/м³;

$c(T)$ – питома теплоємність матеріалу як функція температури, Дж/(кг·К);

$\lambda(T)$ – коефіцієнт теплопровідності матеріалу, що залежить від температури, Вт/(м·К);

$\frac{\partial T}{\partial t}$ – температура бетону у точці (x, y) в момент часу t;

$\nabla \cdot (\lambda(T) \cdot \nabla T)$ – оператор дивергенції, що описує тепловий потік у середовищі;

∇T – градієнт температури в просторі;

Ω – розрахункова область.

Граничні умови на зовнішній поверхні бетонної конструкції, яка піддається вогневому впливу:

$$-\lambda_c \frac{\partial T_c}{\partial \vec{n}} |_{\delta\Omega} = q_{rad} + q_{conv}, \quad (2.36)$$

де:

λ_c – коефіцієнт теплопровідності бетону, Вт/(м·К);

\vec{n} – нормальний вектор до поверхні конструкції, направлений всередину до її осі;

q_{rad} , q_{conv} – променева і конвекційна складові щільності теплового потоку, що припадає на зовнішню поверхню конструкції, Вт/м².

Граничні умови з необігрівної поверхні конструкцій:

$$-\lambda_c \frac{\partial T_c}{\partial \vec{n}} |_{\delta\Omega} = q_{rad} + q_{conv}, \quad (2.37)$$

Щільність теплового потоку конвекції визначається законом Ньютона:

$$q_{conv} = \alpha(T_a - T_c), \quad (2.38)$$

де:

α – коефіцієнт конвекційного теплообміну, Вт/(м²·К);

T_a – температура повітря в точці контакту з конструкцією, К;

T_c – температура в даній точці на поверхні конструкції, К.

Щільність теплового потоку випромінювання визначається законом Стефана–Больцмана:

$$q_{rad} = c_0 \varepsilon_c \varepsilon_f \left[\left(\frac{T_f}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_c}{100} \right)^4 \right] \psi, \quad (2.39)$$

де,

$c_0 = 5,67 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К}^4)$ – стала Стефана–Больцмана;

$\varepsilon_c, \varepsilon_f$ – ступені чорноти конструкції і полум'я відповідно;

T_f – температура випромінюючої поверхні полум'я, К;

ψ – коефіцієнт взаємного опромінення між даною точкою на поверхні конструкції і полум'ям.

Отже, диференціальне рівняння в часткових похідних параболічного типу (2.35), крайовою умовою на зовнішній поверхні бетону (2.36), (2.37) і початковими умовами (2.34), визначають динаміку зміни температури в залізобетонній конструкції в умовах теплового впливу пожежі (2.38), (2.39). Розв'язання даної крайової задачі дозволяє знайти значення температури в довільній точці конструкції в заданий момент часу.

Початкова математична модель теплопередачі в залізобетонних конструкціях, яка враховує лише внутрішню теплопровідність, теплоємність та зовнішній тепловий вплив від пожежі (конвекція й випромінювання), є недостатньою для достовірного прогнозування температурного стану конструктивних вузлів.

Модель не враховує теплову взаємодію між елементами системи, зокрема передачу тепла через контактні поверхні (колона–перекриття) та взаємне інфрачервоне випромінювання між вже нагрітими елементами. Це призводить до спрощення задавання температурного поля в зоні стику, спотворення результатів

термомеханічного аналізу та, як наслідок, до потенційного недооцінювання або переоцінювання несучої здатності конструкцій в умовах пожежі.

Для розв'язання проблеми недостатньої точності початкової моделі теплопередачі, яка не враховує взаємодію між елементами (колона–перекриття) та взаємне опромінення, необхідно виконати комплекс удосконалень:

– виконати спільну геометричну модель конструктивної системи (розглядати колона та перекриття як єдину розрахункову область з чітко визначеною контактною межею β , визначити поверхні, які піддаються впливу вогню);

– ввести умову теплової взаємодії між елементами (контактна теплопередача в місці з'єднання, взаємне випромінювання між нагрітими пожежею колоною та перекриття на певній ділянці).

Врахування локального теплообміну в зоні контакту.

Графічно представлено розширену теплову модель, в якій відображено основні механізми теплопровідності в зоні вузла типу «залізобетонна колона–перекриття» під час дії пожежі (рисунок 2.13).

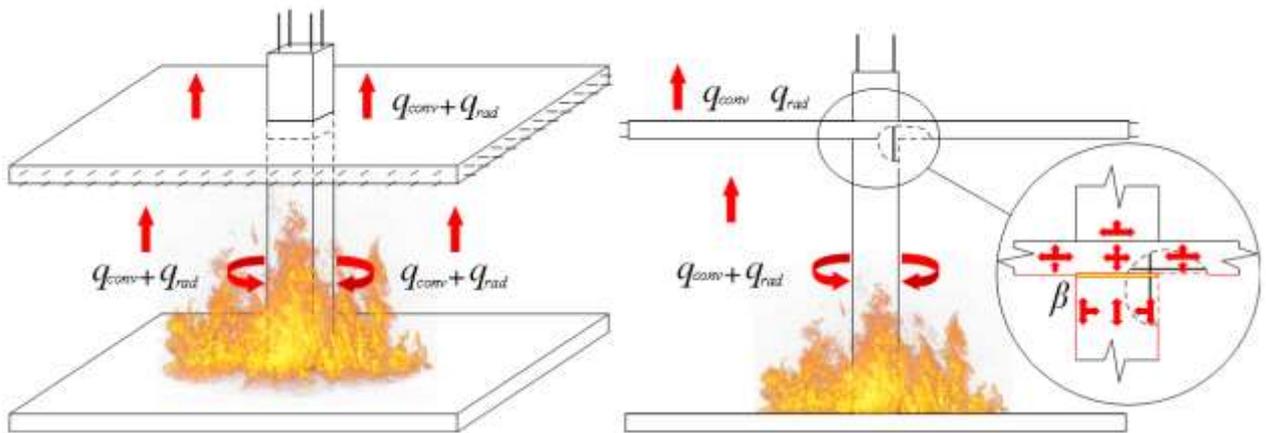


Рисунок 2.13 – Схематичне зображення механізмів теплопередачі в зоні вузла «залізобетонна колона–перекриття» під час дії пожежі з урахуванням конвективного, радіаційного впливу та контактного теплообміну, формалізованого через коефіцієнт β

Схема ілюструє комбінацію конвективного та радіаційного теплового впливу на відкриті поверхні елементів. У збільшеному фрагменті вузла праворуч деталізовано процес локального теплообміну в зоні контакту, який формалізується через коефіцієнт β – узагальнений параметр, що характеризує інтенсивність передачі тепла між колоною та перекриттям на межі їх сполучення. Така модель забезпечує більш точне прогнозування розподілу температурних полів у сумісній конструкції.

Умова теплової взаємодії між елементами.

Початкові умови (для системи колона–перекриття):

$$T = T(x, y, z, t), \quad \forall (x, y, z) \in \Omega_c \cup \Omega_s \quad (2.40)$$

де:

$T = T(x, y, z, t)$ – температурне поле, що змінюється у просторі (x, y, z) та часі t , К;

(x, y, z) – просторові координати в тривимірному декартовому просторі, м;

t – час, що відображає тривалість теплового впливу, с;

Ω_c – область, яка відповідає об'єму залізобетонної колони;

Ω_s – область, яка відповідає об'єму залізобетонного перекриття (плити);

$\Omega_c \cup \Omega_s$ – єдина розрахункова область, яка включає обидва конструктивні елементи – колону та плиту.

Рівняння теплопровідності для кожного елемента:

– для залізобетонної колони:

$$\rho_c(T) \cdot c_c(T) \cdot \frac{\partial T_c}{\partial t} = \nabla \cdot (\lambda_c(T) \cdot \nabla T_c), \quad \forall x \in \Omega_c, t > 0 \quad (2.41)$$

– для залізобетонного перекриття:

$$\rho_s(T) \cdot c_s(T) \cdot \frac{\partial T_s}{\partial t} = \nabla \cdot (\lambda_s(T) \cdot \nabla T_s), \quad \forall x \in \Omega_s, t > 0 \quad (2.42)$$

де:

$\rho_{c,s}(T)$ – густина для колони та перекриття, кг/м³;

$c_{c,s}(T)$ – теплоємність колони та перекриття, Дж/кг · К;

$\lambda_{c,s}(T)$ – коефіцієнти теплопровідності колони та перекриття, Вт/м · К;

$T_{c,s}$ – температура у відповідному елементі, К;

Ω_c, Ω_s – просторові області колони та перекриття відповідно.

Граничні умови на зовнішній поверхні бетонної конструкції, яка піддається вогневому впливу:

$$-\lambda(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial \vec{n}} = q_{conv} + q_{rad}, \quad (2.43)$$

або

$$-\lambda(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial \vec{n}} = \alpha \cdot (T_g(t) - T) + \varepsilon \cdot \sigma \cdot (T_g(t)^4 - T^4), \quad (2.44)$$

де:

α – коефіцієнт конвекційного теплообміну, Вт/(м²·К);

ε – коефіцієнт випромінювання;

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8}$ Вт/(м²·К⁴) – стала Стефана–Больцмана;

$T_g(t)$ – температура газів за стандартною кривою пожежі, К;

T – початкова температура поверхні, К.

Стандартний температурний режим при пожежі має наступний вираз [92]:

$$T_g(t) = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1), \quad (2.45)$$

де, t – час пожежі.

Тепловий контакт на межі колона–перекриття (поверхня контакту) описується наступно умовою C_{cs} :

$$-\lambda_c(T) \frac{\partial T_c}{\partial \vec{n}_c} = \beta(T_c - T_s) - \lambda_s(T) \frac{\partial T_s}{\partial \vec{n}_s}, \quad (2.46)$$

$$C_{cs} = \beta(T_c - T_s), \quad (2.47)$$

де:

β – коефіцієнт контактного теплообміну між колоною і переkritтям, Вт/(м²·К);

$T_c - T_s$ – температури на межі з боку колони і плити відповідно, К.

У чисельному моделюванні теплопередачі у залізобетонному вузлі «колона–перекриття» доцільно приймати усереднене значення коефіцієнта контактного теплообміну β , що становить 375 Вт/м²·К, відповідно до рекомендованого діапазону 250–500 Вт/м²·К, наведеного у [93, 94].

Урахування взаємного інфрачервоного випромінювання між колоною та переkritтям при пожежі.

На рисунку 2.14 зображено процес урахування взаємного інфрачервоного випромінювання між залізобетонною колоною та переkritтям у зоні вузла під час дії пожежі. На схемі представлено узагальнену модель теплопровідності, що включає комбінацію конвективного q_{conv} та радіаційного q_{rad} теплового впливу на відкриті поверхні елементів конструкції. Особлива увага зосереджена на деталізації області теплової взаємодії між внутрішніми поверхнями стику, де формується додатковий компонент – взаємне радіаційне випромінювання $q_{rad.m}$, що виникає внаслідок оптичного зв'язку між ділянками переkritтя та колони.

У збільшеному фрагменті праворуч представлено параметри моделі: $\lambda(T)$, $c(T)$, $\rho(T)$ температурозалежні теплофізичні характеристики матеріалів; Ω_c , Ω_s – просторові області поверхонь, що беруть участь у взаємному опроміненні; F_0 –

коефіцієнт взаємного бачення (view factor); r_0 – відстань між опроміненими ділянками.

Схема моделює як основний потік теплоти від пожежі, так і додаткову локальну передачу енергії між внутрішніми поверхнями, яка суттєво впливає на формування температурних полів поблизу вузла. Такий підхід дозволяє більш точно описати теплові процеси поблизу вузлів, що дозволить визначити точніше час втрати несучої здатності.

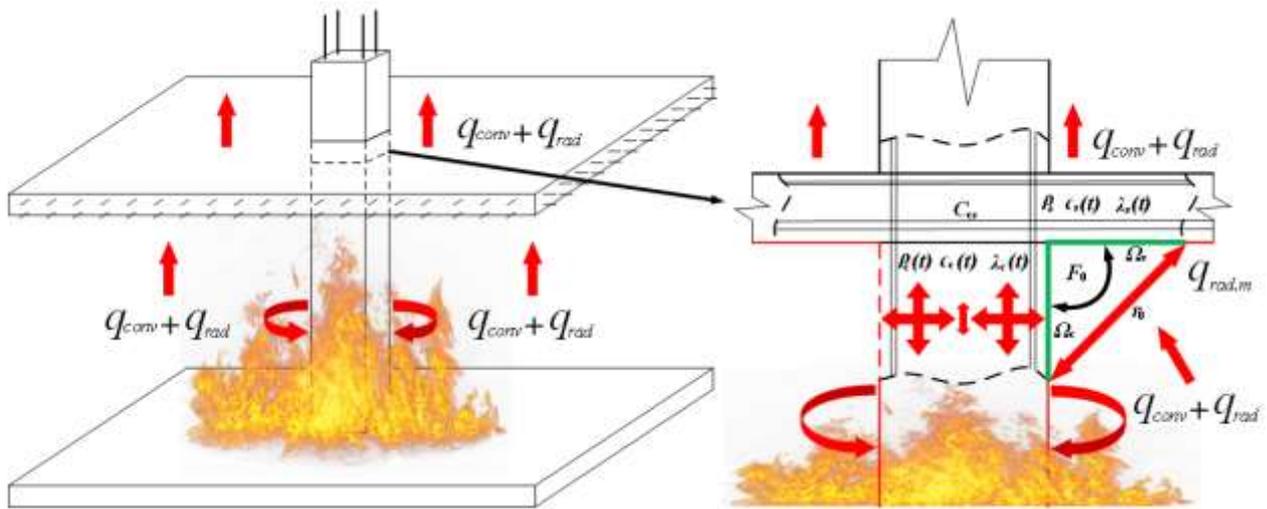


Рисунок 2.14 – Схематичне представлення моделі теплопереносу у вузлі «колона–перекриття» з урахуванням взаємного інфрачервоного випромінювання між внутрішніми поверхнями конструкцій при пожежі

У загальному вигляді, теплове випромінювання між двома плоскими поверхнями A_1 і A_2 визначається рівнянням [95, 96]:

$$q_{1-2} = \frac{\sigma (T_1^4 - T_2^4)}{\frac{1-\varepsilon_1}{\varepsilon_1 A_1} + \frac{1}{A_1 F_{1-2}} + \frac{1-\varepsilon_2}{\varepsilon_2 A_2}}, \quad (2.48)$$

де:

q_{1-2} – щільність теплового потоку від поверхні A_1 , A_2 , Вт/м²;

σ – $5,67 \cdot 10^{-8}$ Вт/(м²·К⁴) – стала Стефана–Больцмана;

T_1 , T_2 , – абсолютні температури поверхонь A_1 , A_2 , відповідно, К;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ – коефіцієнти випромінювальної здатності відповідних поверхонь;
 F_{1-2} – коефіцієнт форми, частка випромінювання від A_1 , що потрапляє на A_2 ;
 A_1, A_2 – площі поверхонь, м².

Коли визначити точне значення F_{1-2} складно, застосовують наближену ефективну формулу для визначення взаємного інфрачервоного випромінювання між колоною та перекриттям при пожежі – $q_{rad.m}$:

$$q_{rad.m} = \varepsilon_{eff} \sigma (T_c^4 - T_s^4), \quad (2.49)$$

де:

$$\varepsilon_{eff} = \frac{1}{\frac{1-\varepsilon_1}{\varepsilon_1} + \frac{1}{F_{1-2}} + \frac{1-\varepsilon_2}{\varepsilon_2} \frac{A_1}{A_2}}, \quad (2.50)$$

ε_{eff} – ефективний коефіцієнт випромінювання для поверхонь.

Формула дає нижчу теплову інтенсивність при збільшенні відстані між поверхнями або зменшенні площі поверхонь.

Важливе значення величини взаємного інфрачервоного випромінювання між колоною та перекриттям при пожежі відіграє взаємне розташування поверхонь. Оскільки в більшості випадків розташування поверхонь перпендикулярне, значення F_{1-2} вираховується за наступною формулою:

$$F_{1-2} = \frac{1}{A_1} \iint_{A_1} \iint_{A_2} \frac{\cos\theta_1 \cos\theta_2}{\pi S_{1-2}^2} dA_1 dA_2, \quad (2.51)$$

де:

F_{1-2} – коефіцієнт форми, частка теплового випромінювання, що виходить з поверхні A_1 і досягає поверхні A_2 ; безрозмірна величина (від 0 до 1);

θ_1 – кут між нормаллю до поверхні dA_1 та вектором напрямку до dA_2 , рад;
 θ_2 – кут між нормаллю до поверхні dA_2 та вектором напрямку до dA_1 , рад;
 S_{1-2} – відстань між точками dA_1 та dA_2 , м;
 dA_1, dA_2 – елементи площі поверхонь A_1 та A_2 , м²;
 $\cos\theta_1, \cos\theta_2$ – косинуси кутів між нормаллями до елементів площі і напрямом теплового випромінювання й враховують просторову орієнтацію поверхонь.

Наведений нижче рисунок 2.15 відображає просторову взаємодію між двома диференціальними елементами поверхні dA_1 та dA_2 , які беруть участь у радіаційному теплообміні. Даний підхід застосовується при аналітичному та чисельному моделюванні радіаційного теплообміну між поверхнями конструкцій при пожежі. Поверхня dA_1 випромінює теплову енергію у напрямку поверхні dA_2 , при цьому лінія, яка з'єднує ці два елементи, має довжину S_{1-2} . Кут θ_1 та θ_2 відповідають кутам між нормаллями до відповідних поверхонь та напрямком лінії бачення S_{1-2} . Ця геометрія є базовою для виведення виразу для диференціального геометричного фактора (view factor), який визначає частку випромінювання, що передається від dA_1 до dA_2 .

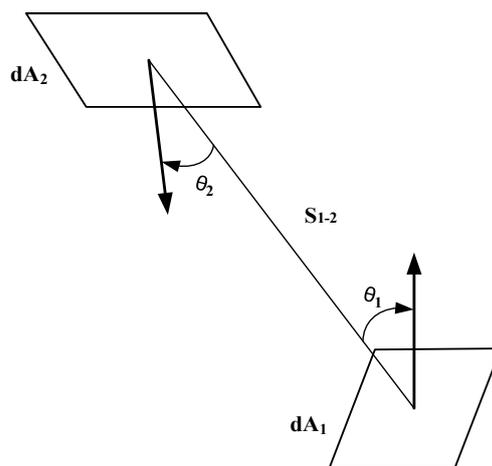


Рисунок 2.15 – Геометрична модель радіаційного теплообміну між двома диференціальними поверхнями dA_1 і dA_2 , які використовуються для розрахунку коефіцієнта форми F_{1-2}

Для спрощеного варіанту визначення взаємного радіаційного випромінювання $q_{rad.m}$ можна також застосовувати спрощену формулу:

$$q_{rad.m} = \sum_i \varepsilon_i \cdot \sigma \cdot (T_j^4 - T_i^4) F_{j \rightarrow i}, \quad (2.52)$$

де:

$q_{rad.m}$ – потік теплового випромінювання, що надходить на поверхню i від поверхні j , Вт/м²;

ε_i – коефіцієнт випромінювання поверхні (для бетону ≈ 0.80);

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8}$ Вт/(м²·К⁴) – стала Стефана–Больцмана;

T_i – температура поверхні i (на яку надходить випромінювання), К;

T_j – температура поверхні j (яка випромінює), К;

$F_{j \rightarrow i}$ – коефіцієнт взаємного бачення: скільки % випромінювання з j потрапляє на i (від 0 до 1).

Першою буде випромінювати тепло та нагрівати іншу конструкцію та, яка раніше прогріється до вищої температури. Тобто – конструкція з меншою тепловою інерцією, меншою масивністю або з більш інтенсивним навантаженням від пожежі.

У випадку дії пожежі на конструкції, які будуть складатися із колони та перекриття, першою випромінює тепло – колона, оскільки вона прогрівається швидше (з усіх сторін), має меншу загальну масу на 1 м² обігрівної поверхні (менша товщина), швидше досягає вищої температури, отже, інтенсивно випромінює інфрачервоне тепло в напрямку перекриття.

Граничні умови на зовнішній поверхні залізобетонної плити, яка піддається вогневому впливу та додатковому опроміненню бічними сторонами колони буде мати наступний вигляд:

$$-\lambda(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial \vec{n}} = q_{conv} + q_{rad} + q_{rad.m} \quad (2.53)$$

або

$$-\lambda(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial \vec{n}} = \alpha \cdot (T_g(t) - T) + \varepsilon \cdot \sigma \cdot (T_g(t)^4 - T^4) + \sum_i \varepsilon_i \cdot \sigma \cdot (T_j^4 - T_i^4) \cdot F_{j \rightarrow i}, \quad (2.54)$$

де:

$\lambda(T)$ – коефіцієнти теплопровідності матеріалу, Вт/м · К;

$\frac{\partial T}{\partial \vec{n}}$ – температурний градієнт у напрямку нормалі до поверхні;

α – коефіцієнт конвективного теплообміну (Вт/м²·К);

$T_g(t)$ – температура газового середовища в момент часу, К;

ε – коефіцієнт випромінювання поверхні відповідної поверхні;

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8}$ Вт/(м²·К⁴) – стала Стефана–Больцмана;

T – температура поверхні, К;

T_i – температура поверхні i (на яку надходить випромінювання), К;

T_j – температура поверхні j (яка випромінює), К;

$F_{j \rightarrow i}$ – коефіцієнт взаємного бачення: скільки % випромінювання з j попадає на i (від 0 до 1).

Для розрахунку інтенсивності теплового потоку, що надходить від нагрітих поверхонь залізобетонної колони до нижньої поверхні плити перекриття в умовах пожежі, залежно від відстані, використовується наступне співвідношення:

$$q_{rad.m}(r, t) = \varepsilon \cdot \sigma \cdot [T_c^4(t) - T_s^4(t)] \cdot \frac{F_0}{r^2}, \quad (2.55)$$

де:

$q_{rad.m}(r, t)$ – щільність теплового потоку, Вт/м², що надходить на елемент перекриття на відстані r від колони у момент часу t ;

ε – коефіцієнт випромінювання поверхні (для бетону ≈ 0.80);

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К}^4)$ – стала Стефана–Больцмана;

$T_c(t)$ – температура поверхні колони, К, що змінюється з часом відповідно до стандартної пожежі;

$T_s(t)$ – температура поверхні перекриття, К;

F_0 – коефіцієнт взаємного бачення (від 0 до 1);

r – відстань між випромінюючою поверхнею колони та елементом перекриття, що приймає тепло, м.

Для оцінки щільності теплового потоку, що надходить від нагрітих бокових поверхонь колони до перекриття внаслідок інфрачервоного випромінювання, критично важливо враховувати коефіцієнт взаємного бачення F_0 , який залежить від геометрії та просторового розташування елементів в просторі.

$$F_0 = \frac{1}{2\pi} \left[\sin^{-1} \left(\frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2 + H^2}} \right) + \frac{abH}{(\alpha^2 + H^2) \sqrt{b^2 + H^2}} + \frac{abH}{(b^2 + H^2) \sqrt{a^2 + H^2}} \right], \quad (2.56)$$

де:

F_0 – коефіцієнт взаємного бачення (від 0 до 1);

a – напівширина вертикальної поверхні, м;

b – напівширина горизонтальної поверхні, м;

H – відстань між ними, м.

Основні механізми теплопередачі, що виникають у зоні з'єднання «залізобетонна колона–перекриття» під час пожежі представлені у таблиці 2.6.

Таблиця відображає характер кожного процесу, умови його реалізації, напрям теплового потоку та поведінку при температурному вирівнюванні.

Таблиця 2.6 – Механізм теплообміну на поверхнях колони та перекриття

№ з/п	Механізм	Формула моделі	Напрямок потоку	Діє, за умови	Що відбувається при вирівнюванні температур
1.	Конвекція від газів	$\alpha \cdot (T_g(t) - T)$	від нагрітих газів до поверхні	$T_g > T$	Потік зникає коли $T_g > T$
2.	Випромінювання	$\varepsilon \cdot \sigma \cdot (T_g^4 - T^4)$	від газів до поверхні	$T_g > T$	Потік зникає коли $T_g > T$
3.	Власне випромінювання з поверхні колони	$\varepsilon \cdot \sigma \cdot (T^4 - T_i^4) \cdot F_{j \rightarrow i}$	від колони до плити	$T > T_i$	Потік зникає коли $T > T_i$
4.	Випромінювання від плити на колону (зворотне)	$\varepsilon \cdot \sigma \cdot (T_i^4 - T^4) \cdot F_{i \rightarrow j}$	від плити до колони	$T_i > T$	Потік зникає коли $T > T_i$
5.	Теплопровідність	$-\lambda(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial \vec{n}}$	всередину елемента	Залежить від матеріалу	Температурний профіль усередині вирівнюється

Для врахування $q_{rad.m}(r, t)$, що виникає між боковою поверхнею залізобетонної колони та нижньою гранню плити перекриття в умовах

стандартної пожежі, слід приймати розрахункові ділянки: по площі перекриття (горизонтально), рекомендований радіус урахування $r \leq 0,5$ м; по висоті колони (вертикально), рекомендована висота урахування $r \leq 0,5$ м. У межах до 0,5 м від бокової поверхні колони щільність теплового потоку від інфрачервоного випромінювання змінюється нерівномірно, поступово зменшується та визначається за формулою 2.55. Як наслідок, на відстані 0,1–0,2 м від колони додаткове теплове навантаження може становити до 30–35 % від загального потоку пожежі, на відстані 0,3–0,5 м – зменшується до 10–15 %. Цей вплив є локально значущим і може спричинити в цих зонах прискорене досягнення критичних температур арматури, зменшення граничного часу вогнестійкості перекриття на 5–15 хвилин, формування локальних зон пошкодження.

Представлена розроблена математична модель розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка побудована на базі рівнянь нестационарної теплопровідності, теплового випромінювання, конвективного теплообміну, враховує просторову сумісну теплову взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінювання поверхонь.

Запропонована модель є суттєвим розширенням класичного підходу, в межах якого конструкції розглядаються переважно як пасивні об'єкти поглинання тепла. У межах нового підходу враховується, що нагріті поверхні є додатковими джерелами випромінювання, що сприяє підвищенню температури конструкцій у близькій зоні з'єднання, а також одночасно охолоджуються через теплові втрати на взаємне опромінення. Обчислення взаємного опромінювання між поверхнями реалізовано з урахуванням коефіцієнта бачення та відстаней між поверхнями. Представлено опис теплового контакту через коефіцієнт контактного теплообміну, враховано характер зчеплення, щільність монолітного стику. У результаті модель дозволяє точно відобразити розподіл температури в місці з'єднання конструкцій, включаючи додатковий локальний нагрів шляхом взаємного опромінення.

Висновки до розділу 2

1. Розроблено математичну модель прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, яка на відміну від існуючих враховує нелінійні теплофізичні та механічні характеристики матеріалів, температурні режими пожеж, нелінійність законів деформування матеріалів, уточнені фактичні аналітичні залежності міцності, модуля пружності бетону, а також коефіцієнтів зменшення міцності арматури при дії підвищених температур на основі даних натурних досліджень інших дослідників, вплив динамічного навантаження від дефлаграційного вибуху.

2. Розроблено математичну модель розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка на відміну від існуючих, враховує просторову теплову сумісну взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінювання поверхонь. Запропонований підхід враховує, що нагріті поверхні є додатковими джерелами випромінювання, які сприяють підвищенню температури конструкцій в близькій зоні з'єднання, а також одночасно охолоджуються через теплові втрати на взаємне опромінення. У межах нового підходу враховується, що нагріті поверхні є додатковими джерелами випромінювання, що сприяє підвищенню температури конструкцій у близькій зоні з'єднання, а також одночасно охолоджуються через теплові втрати на взаємне опромінення. Враховано характер зчеплення, щільність монолітного стику. У результаті модель дозволяє точно відобразити розподіл температури в місці з'єднання конструкцій, включаючи додатковий локальний нагрів шляхом взаємного опромінення.

РОЗДІЛ 3. РОЗРОБКА МЕТОДИКИ ТА КОМП'ЮТЕРНОЇ МОДЕЛІ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ВНАСЛІДОК ПОЖЕЖІ ТА ДЕФЛАГРАЦІЙНОГО ВИБУХУ

Для вирішення третього наукового завдання розроблено методику забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, проаналізовано програмні комплекси для реалізації методики, здійснено реалізацію методики в програмному комплексі ЛПРА–САПР.

3.1. Методика забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок дії пожежі та дефлаграційного вибуху

Оцінювання граничних станів будівельних конструкцій за вогнестійкістю має здійснюватися з урахуванням розрахункових ситуацій, до яких повинні також включатися особливі випадкові розрахункові ситуації, пов'язані з впливом пожежі, вибуху та локалізованого руйнування. Для кожного випадку критичного навантаження розрахункові значення впливу дії (E_d) повинні визначатися шляхом формування комбінацій дій, що розглядаються як такі, що можуть відбуватися одночасно.

Кожна комбінація включає:

- основну змінну дію, яка найсуттєвіше впливає на результат (наприклад, експлуатаційне навантаження, сніг, вітер тощо);
- особливу випадкову дію – пожежу, вибух або комбінацію цих дій, пов'язану з наслідками локалізованого руйнування.

Загальний вигляд аварійних впливів визначається за формулами [19]:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1})Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1; \quad (3.1)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Потенційне ймовірне руйнування будівлі повинно бути виключене або обмежене шляхом вибору одного чи кількох заходів, а саме:

- уникнення, усунення або зменшення небезпеки, якій може піддаватися будівля; вибір структурних форм, нечутливих до відповідної небезпеки;
- вибір структурних форм і конструкцій, які забезпечують достатню структурну цілісність при видаленні окремого елемента або обмеженої частини будівлі, або при виникненні допустимої локальної відмови; уникнення, конструктивних систем, в яких може виникнути непередбачувана відмова;
- застосування комбінації конструктивних елементів.

Згідно з Директивою Ради Європи 89/106/ЄЕС [97] та положеннями стандарту EN 1991–1–2 [98] при проєктуванні будівель і споруд необхідно передбачати заходи для обмеження пожежних ризиків. Однією з ключових вимог є забезпечення здатності конструктивної системи зберігати несучу здатність упродовж визначеного проміжку часу в умовах впливу пожежі або вибуху.

Методика розрахунку вогнестійкості конструктивної системи повинна враховувати:

- роботу будівельних конструкцій в умовах підвищених температур;
- тепловий вплив на матеріали та елементи конструкцій;
- ефективність активних і пасивних систем вогнезахисту;
- невизначеність, пов'язану з кожним із цих чинників;
- ступінь надійності конструктивної системи, що відображає наслідки її можливого руйнування.

Повна методика розрахунку має враховувати роботу конструктивної системи (статичний розрахунок) за підвищених температур (теплотехнічний розрахунок) та додаткові динамічні навантаження від внутрішнього дефлаграційного вибуху (динамічний розрахунок). Розрахунок із оцінювання стійкості до прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху виконується у квазистатичній постановці.

Запропонована методика розрахунку оцінки стійкості до прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху стосується виключно будівель із залізобетонних конструкцій без напруженої арматури.

Методика складається з послідовності етапів, які наведені на рисунку 3.1.

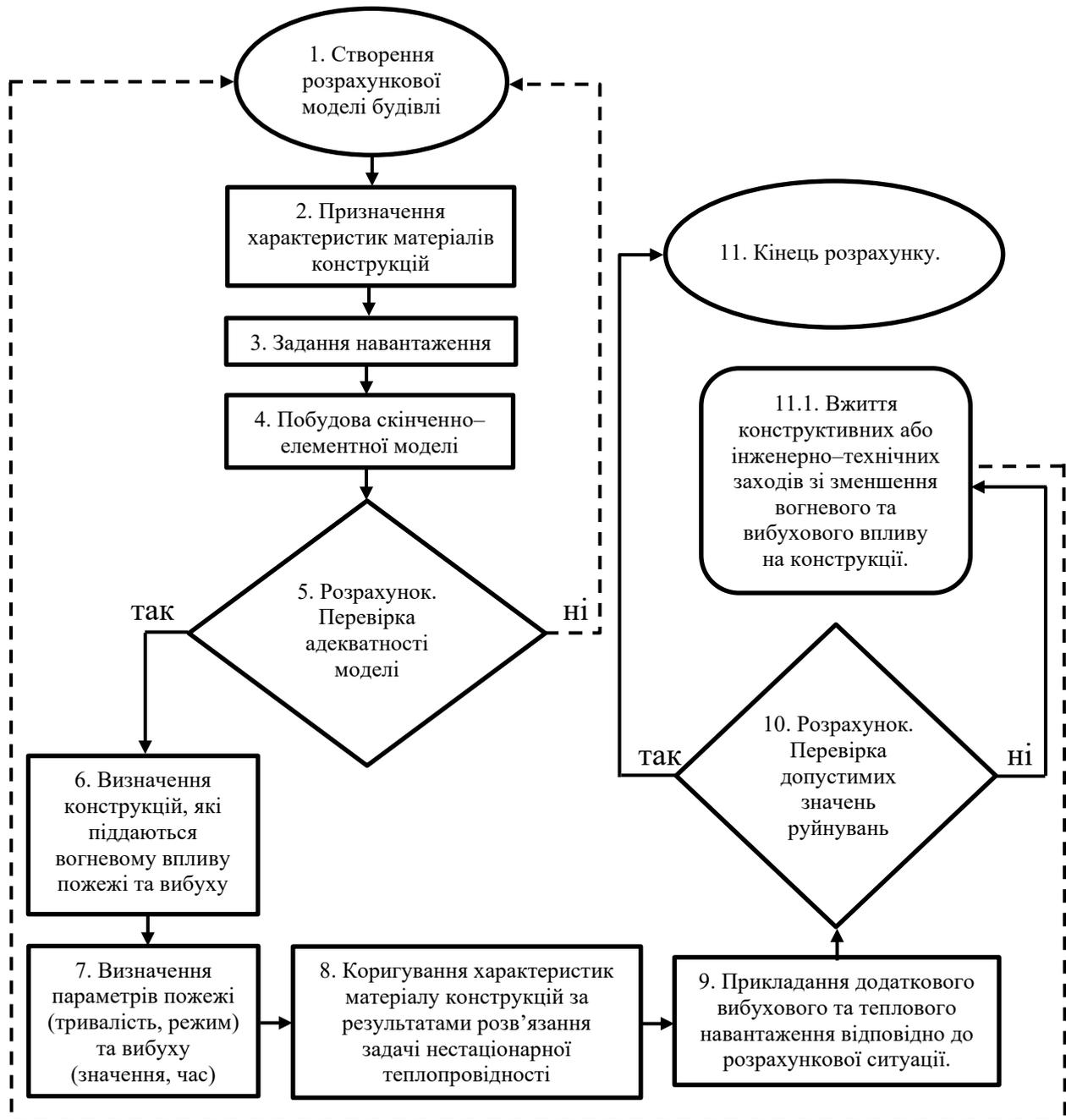


Рисунок 3.1 – Алгоритм проведення розрахунків для забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок дії пожежі та дефлагарційного вибуху

Етапи методики розрахунку для забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення залізобетонних будівель внаслідок пожежі та внутрішньому дефлаграційному вибуху наступні:

Етап 1. Створення розрахункової моделі будівлі.

На цьому етапі створюється розрахункова модель будівлі, яка описує всі її конструктивні елементи: несучі стіни, перекриття, балки, колони, фундамент, ґрунт тощо.

Розрахункові моделі повинні враховувати залучення ненесучих елементів (наприклад, панелей навісних стін, парапетів, залізобетонних балконних огорожень, перегородок тощо) в умовах нормальної експлуатації будівлі, оскільки вони можуть долучатися при перерозподілі зусиль в елементах конструктивної системи в разі локального обвалення будівлі.

Створена модель, її конструктивні елементи, умови закріплення, переміщення, повинні відтворювати фактичні параметри роботи загальної розрахункової схеми та конструкцій окремо. Врахування контактної взаємодії різних груп елементів конструкцій.

Конструкції будівлі потрібно розраховувати як систему «земля–фундамент–будівля» з врахуванням фізичної й геометричної та конструктивної нелінійності [99].

Етап 2. Призначення характеристик матеріалу конструкцій.

Кожному конструктивному елементу розрахункової моделі будівлі (несучим стінам, колонам, балкам, плитам перекриття тощо) присвоюються відповідні характеристичні та фактичні характеристики матеріалів, згідно з нормативними документами або за результатами натурних випробувань, а також відповідні діаграми «напруження–деформації».

Етап 3. Задання навантаження.

До конструкцій будівель та конструктивній системі розрахункової моделі необхідно прикладати відповідні характеристичні навантаження, що відповідають умовам нормальної експлуатації споруди. Навантаження визначаються згідно з вимогами чинних будівельних норм і включають постійні

навантаження, до яких належить власна вага конструкцій, а також тимчасові навантаження, які поділяються на короткострокові та довготривалі – обладнання, корисні, снігові, вітрові, технологічні та інші, що можуть діяти на споруду під час її експлуатації. Комбінації навантажень формуються відповідно до стандартних розрахункових ситуацій із застосуванням відповідних коефіцієнтів надійності. Для забезпечення достовірності результатів розрахунку важливо враховувати просторовий розподіл зусиль, чергування дії окремих навантажень та їх спільну дію з урахуванням характеристичних, експлуатаційних і розрахункових значень.

Етап 4. Побудова скінченно–елементної моделі.

На основі сформованої розрахункової моделі виконується побудова скінченно–елементної моделі будівлі, що дозволяє чисельно дослідити напружено–деформований стан конструктивної системи. Для цього проводиться розбивка конструкцій на скінченні елементи з урахуванням їх геометрії, обираються відповідні типи скінченних елементів (стрижневі, оболонкові, об'ємні) залежно від форми й роботи конкретних будівельних конструкцій. Скінченні елементи повинні забезпечувати можливість врахування фізичної та геометричної нелінійності роботи матеріалів і конструкцій, включаючи пластичні деформації, тріщиноутворення.

Етап 5. Розрахунок. Перевірка адекватності моделі.

Після завершення побудови скінченно–елементної моделі та задання всіх необхідних параметрів виконується розрахунок всієї конструктивної системи будівлі та визначаються напружено–деформовані стани відповідно до навантажень та впливів. Розрахунок проводиться з урахуванням нелінійної поведінки матеріалів, геометричних особливостей конструкцій та умов прикладення навантажень. Основною метою даного етапу є отримання повної картини розподілу напружень, деформацій, переміщень та внутрішніх зусиль у всіх елементах моделі під дією навантажень, що відповідають експлуатаційним умовам.

Результати розрахунку підлягають перевірці на предмет адекватності та

достовірності поведінки моделі. Перевіряється відповідність отриманих переміщень і зусиль очікуваній поведінці конструкцій на основі інженерного досвіду та аналітичних оцінок. Особливу увагу приділяють оцінці абсолютних та відносних переміщень, можливим зонам концентрації напружень, а також формам прогинів, які можуть свідчити про помилки в геометрії конструкцій, граничних умовах, умовах закріплення або параметрах жорсткості елементів. У разі перевищення допустимих значень переміщень або виявлення нехарактерної поведінки моделі вносяться корективи до розрахункової моделі – зокрема, уточнюється зміна геометрії конструкцій, схеми закріплення, жорсткісні параметри, після чого розрахунок повторюється.

Отримана розрахункова схема є вихідною для подальших розрахунків роботи будівлі в умовах теплового впливу пожежі та динамічного навантаження вибуху.

Етап 6. Визначення конструкцій які піддаються вогневому впливу пожежі та вибуху.

Приймається, що під дією пожежі та подальшого внутрішнього дефлаграційного вибуху зазнають впливу відповідальні елементи з найбільшими значеннями напружено–деформованого стану, а також інші несучі будівельні конструкції, обмежені протипожежними перешкодами в межах одного поверху, руйнування яких може призвести до обвалення значної частини будівлі.

Під час вибору місця потенційного виникнення пожежі та вибуху також необхідно враховувати:

- особливості об'ємно–планувальних та конструктивних рішень об'єкта та розміщення технологічного обладнання;
- вид, кількість, спосіб розміщення та пожежонебезпечні властивості речовин і матеріалів, що перебувають в об'єкті;
- максимальний розрахунковий тиск вибуху, місця його можливого вибуху, тривалість дії, конструкції, на які діє надлишковий тиск вибуху;
- наявність заходів щодо зменшення значень тиску вибуху (легкоскидні конструкції, віконні отвори);

– інші умови, які суттєво відображають/впливають на параметри пожежі та вибуху.

Визначення місця пожежі, вибуху, конструкцій, які піддаються вогневому впливу пожежі та вибуху здійснюється експертом на стадії проєктування або на стадії обстеження існуючої будівлі.

Етап 7. Визначення параметрів пожежі (тривалість, режим) та вибуху (значення, час).

Проєктний сценарій пожежі, температурні режими, значення тиску обираються відповідно до оцінювання пожежного ризику та функціонального призначення будівлі.

Тривалість температурного впливу пожежі на конструкції будівлі.

Варіант 1. Тривалість температурного впливу пожежі на конструкції будівлі, $t_{ТВП}$ визначається як проміжок часу від моменту виникнення пожежі до зниження температури газового середовища до безпечного значення, за якого несучі конструкції не змінюють свої міцнісні властивості. Включає основні етапи від моменту повідомлення про пожежу до заходів із гасіння пожежі пожежно–рятувальними підрозділами й визначається за формулою 3.3:

$$t_{ТВП} = t_{ПВ} + t_{зб} + t_{сл} + t_{ор} + t_{звв}, \text{ хв} \quad (3.3)$$

де:

час від початку пожежі до повідомлення про пожежу в пожежно–рятувальний підрозділ, $t_{ПВ}$ хв (допустимо приймати 1 хв [100]);

$t_{зб}$ – час збирання особового складу пожежно–рятувального підрозділу за тривоги, хв (допустимо приймати не більше 3 хв [101]);

$t_{сл}$ – час слідування пожежно–рятувального підрозділу на пожежу, хв (визначають згідно з ДСТУ 8767);

$t_{ор}$ – час оперативного розгортання пожежно–рятувального підрозділу на пожежу, хв (допустимо приймати не більше 2 хв, [102]);

$t_{звв}$ – час на заходи зменшення вогневого впливу на несучі конструкції від пожежі до безпечної температури (обґрунтовується розрахунком).

Варіант 2. Розрахунковий час пожежі приймається не менше ніж мінімальне значення класу вогнестійкості відповідальних/несучих елементів, які піддаються тепловому впливу.

Значення надлишкового тиску вибуху.

Для спрощеного розрахунку, керуючись положеннями додатка D Єврокоду 1 [103], приймається правило – «динамічне навантаження від вибуху діє з однаковою силою на всі конструкції».

Надлишковий тиск вибуху і його пікові значення вираховується та приймаються відповідно до положень державного стандарту ДСТУ Б В.1.1–36:2016, залежності зміни тиску вибухової хвилі в часі за ДСТУ 9176:2022.

Етап 8. Коригування характеристик матеріалу конструкціям за результатами розв'язання задачі нестационарної теплопровідності.

Для врахування роботи конструкцій в умовах підвищених температур у розрахунковій моделі, для конструкцій, які піддаються впливу пожежі, слід застосовувати закони нелінійної зміни властивостей матеріалів за підвищених температур, температурне розширення бетону та видовження арматури.

Міцнісні та деформативні характеристики кожного шару матеріалів конструкції повинні відповідати фактичним значенням, визначеним за результатами обстеження технічного стану будівлі та розв'язання задачі нестационарної теплопровідності з урахуванням знижувальних температурозалежних коефіцієнтів, що наведені у главі 3 стандарту EN 1992–1–2.

У випадках, коли монолітні залізобетонні конструкції моделюються площинними елементами, при цьому програмне забезпечення не підтримує багат шарове задання матеріалу, розрахунок напружено–деформованого стану конструкцій відтворюється шляхом зниження міцнісних та деформативних

характеристик на коефіцієнти за EN 1992–1–2, які відповідають середній температурі стисненої зони перекриття та ядра перерізу колон, визначеного на підставі розв'язання задачі нестационарної теплопровідності.

Етап 9. Прикладання додаткового вибухового та теплового навантаження відповідно до розрахункової ситуації.

До елементів конструктивної системи будівлі, що беруть участь у сценарії аварійного впливу, окрім основного навантаження, прикладається вибухове навантаження, значення і часовий інтервал якого приймається відповідно до п. 7.2. Методики, а також температурний вплив (розширення бетону, видовження арматури).

Етап 10. Розрахунок. Перевірка допустимих значень.

Проводиться розрахунок схеми для визначення критеріїв втрати несучої здатності залізобетонних горизонтальних та вертикальних конструкцій будівлі у розрахунку з оцінювання стійкості на прогресуюче обвалення внаслідок пожежі та вибуху приймається одна з таких умов [37, 104]:

– втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах момент–кривизна (прогин) або стискаюча сила – прогин) – екстремальний критерій;

– руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій.

Етап 11. Кінець розрахунку. Порівняння з встановленими критеріями.

Після виконання основного розрахунку моделі будівлі з урахуванням впливу пожежі та дефлаграційного вибуху, проводиться оцінювання отриманих результатів відповідно до критеріїв граничного стану залізобетонних конструкцій. На цьому етапі необхідно:

– проаналізувати напружено–деформований стан елементів, що піддалися температурному та динамічному впливу, на предмет втрати несучої здатності;

– перевірити граничні деформації та допустимі прогини елементів конструкції;

- оцінити послідовність і характер розвитку локального руйнування та можливості його поширення на інші елементи конструктивної системи;
- визначити, чи спостерігається розвиток прогресуючого обвалення, виходячи з геометричної конфігурації (відхилення від осей);
- оформити звіт із зазначенням: умов розрахунку, сценаріїв впливу, результатів перевірок, висновків щодо забезпечення стійкості монолітної залізобетонної будівлі до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

Етап 11.1. Вжиття конструктивних або інженерно–технічних заходів зі зменшення вогневого та вибухового впливу на конструкції.

У разі настання прогресуючого обвалення будівлі внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, необхідно вжити комплекс заходів, спрямованих на зменшення температурного та вибухового впливу на конструкції на конструктивну систему будівлі та виконати перерахунок починаючи з пункту 1 Методики.

До таких заходів належать:

- підвищення вогнестійкості конструкцій шляхом використання вогнезахисних матеріалів, конструктивних рішень або технологічних засобів, що обмежують підвищення температури будівельних конструкцій;
- зменшення впливу вибухового навантаження за рахунок проектування легкоскридних елементів, поділу об'єму будівлі на окремі зони, оптимізації розташування потенційно небезпечних об'єктів;
- забезпечення структурної цілісності конструктивної системи у разі локального руйнування шляхом резервування відповідальних елементів, підсилення вузлів з'єднання та введення додаткових зв'язків;
- застосування систем протипожежного захисту;
- збільшення геометричних розмірів перерізу несучих конструкцій;
- оптимізація проектних рішень із урахуванням аварійних сценаріїв з метою мінімізації наслідків впливу небезпечних факторів.

Зазначені заходи повинні бути адаптовані до конкретних умов об'єкта,

враховувати його функціональне призначення, потенційні джерела небезпеки та особливості об'ємно–планувальних і конструктивних рішень. Їх реалізація дозволяє знизити ризик настання прогресуючого обвалення та забезпечити належний рівень безпеки протягом усього життєвого циклу будівлі.

У методиці прийнято, що прогресуюче обвалення настає, якщо:

– на будь–якому поверсі відношення площі кінцевих руйнувань $S_{руйн.}$ до площі поверху $S_{пов.}$ перевищило значення більше ніж 0,1:

$$\frac{S_{руйн.}}{S_{пов.}} \geq 0,1 \text{ або перевищують } 100 \text{ м}^2 \quad (3.4)$$

– руйнування вертикально поширилось мінімум на 2 додаткові поверхи загальною площею більше ніж 100 м^2 .

Запропонована методика дозволяє проводити розрахунки та забезпечити стійкість монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення при дії на них одночасно високотемпературного впливу пожежі та динамічного навантаження внутрішнього дефлаграційного вибуху.

3.2. Обґрунтування вибору системи автоматизованого проєктування

Для розрахунків будівель на стійкість до прогресуючого обвалення переважно використовують програмні комплекси, що розроблені на основі методу скінченних елементів. Для цього різновиду розрахунків важливими є можливості програми щодо реалізації фізичної та геометричної нелінійності, врахування динамічного ефекту від раптового руйнування елементів [105–108].

З–поміж комплексів, які використовуються при виконанні розрахунків, відзначимо ANSYS, COSMOS–M, LIRA–САПР, STAAD.PRO, FEM MODELS, PLAXIS, ROBOT MILLENNIUM, SOFISTIK.

ANSYS – найпоширеніша у світі, багатофункціональна система скінченно–елементних розрахунків. Включає модулі розрахунків міцності й динаміки,

температурних полів, гідрогазодінаміки, електростатики, електромагнетизму, оптимізації, ймовірнісних розрахунків, високонелінійних розрахунків за явною схемою інтегрування тощо. Надає унікальну можливість одночасно або по черзі розраховувати декілька різних фізичних полів в рамках одного завдання.

COSMOS–M – основу комплексу складає програмна система GEOSTAR, що включає препроцесор, розрахункові скінченно–елементні модулі й постпроцесор GEOSTAR дає користувачеві можливість створювати геометричний образ моделі, що розраховується, насичувати її елементами, оперативно вносити необхідні зміни, виконувати необхідні види розрахунків, переглядати, малювати на екрані й друкувати результати. GEOSTAR управляє роботою різних розрахункових модулів COSMOS–M, забезпечуючи інтерактивне середовище для їх взаємодії.

LIRA–САПР – даний програмний комплекс призначений для чисельного дослідження міцності й стійкості конструкцій, а також для автоматизованого виконання ряду процесів конструювання. ПК LIRA–САПР забезпечує дослідження широкого класу конструкцій: просторові стержньові й оболонкові системи, масивні тіла, комбіновані системи – рамно–зв’язкові конструкції висотних будівель, плити на ґрунтовій основі, ребристі плити, багат шарові конструкції.

STAAD.PRO – програма, яка призначена для розрахунку, аналізу і проектування будівельних конструкцій, будівель та споруд. STAAD.PRO забезпечує вичерпну інформацію про напружено–деформований стан конструкції та окремих її елементів.

PLAXIS – розрахунковий комплекс, що складається з набору прикладних розрахункових програм для скінченно–елементного аналізу напружено–деформованого стану системи «основа–фундамент–споруда» в умовах плоскої й вісесиметричної задачі. Комплекс включає додаткові модулі: PLAXIS DYNAMICS – аналіз дії на ґрунти вібрацій, причиною яких служать забивання паль, дорожній рух. PLAXIS 3D TUNNEL – тривимірний аналіз деформацій і

стійкості при проектуванні тунелів, що споруджуються як щитовим способом, так і з використанням тунельної оболонки.

FEM MODELS – це розрахунковий інструмент для складних будівельних розрахунків методом скінченних елементів. FEM models містить моделі, що описують роботу надземних конструкцій будівлі і складну нелінійну роботу ґрунту.

ROBOT MILLENNIUM є єдиною системою, яка об'єднує в одному унікальному комплексі всі етапи проектування конструкцій – від створення розрахункової схеми до реалізації звітів і креслень. ПК дозволяє виконати загальний аналіз поведінки конструкцій на основі методу СКЕ і дає наступні можливості: виконувати розрахунки в лінійній і нелінійній постановці, визначати напружено деформований стан конструкції від статичних і динамічних навантажень, аналізувати втрату стійкості всієї схеми і окремих її елементів, призначати і проводити перевірки стержньових конструкцій із різних матеріалів відповідно до набору міжнародних норм проектування, виробляти автоматичну генерацію проектної документації й креслень для деяких елементів.

SOFISTIK – інтегроване програмне забезпечення для моделювання, аналізу методом кінцевих елементів, оптимізації конструкцій і проектування в AUTOCAD. Дане програмне забезпечення призначене перш за все для висококваліфікованих інженерів–конструкторів і може використовуватися для створення шаблонів вирішення складних розрахункових і дослідницьких завдань для різних видів конструкцій. Для проектування будівель SOFISTIK пропонує різноманітні програмні комплекси аналізу різних видів конструкцій методом кінцевих елементів на статичні та динамічні навантаження і поєднання, засновані на базовому солвері FEA компанії SOFISTIK ASE.

Враховуючи специфіку дослідження – оцінювання та забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху – основним програмним комплексом чисельного моделювання у роботі обрано ЛІРА–САПР. Підтримка нелінійного аналізу та сценаріїв прогресуючого обвалення: система надає засоби

для реалізації алгоритмів альтернативного шляху руйнування, аналізу чутливості до початкових пошкоджень та кінематичного моделювання втрати стійкості. Інтеграція з українськими та міжнародними нормативами: підтримка ДБН, Єврокодів та інших нормативно-технічних документів дозволяє адаптувати результати до реальних умов проєктування. Серед ключових переваг системи ЛІРА-САПР слід відзначити зручність побудови та редагування геометричних моделей, автоматизація генерування сіток скінченних елементів, постпроцесорну візуалізацію результатів і адаптацію до потреб користувача, а також можливість експорту результатів у форматі, придатному для проєктної документації, та сумісність з іншими САД/САЕ-системами. Програмний комплекс в грудні 2015 року пройшов верифікації як програмний засіб для визначення параметрів напружено-деформованого стану, оцінки міцності та деформативності конструкцій та споруд, що підтверджується відповідним сертифікатом.

Таким чином, використання ЛІРА-САПР як базової платформи чисельного аналізу у межах дисертаційного дослідження є доцільним та методично обґрунтованим. Це програмне забезпечення не лише відповідає сучасним вимогам точності й функціональності, а й забезпечує відповідність результатів чинним вимогам проєктування в Україні, що є критично важливим у контексті підвищення надійності та стійкості будівель і споруд.

3.3. Програмна реалізація методики забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення монолітних залізобетонних будівель внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху

3.3.1. Визначення особливостей розрахунку

Відповідно до розробленої методики [109, 110] повна аналітична методика розрахунку має враховувати роботу конструктивної системи за підвищених температур, а також надлишковий тиск вибуху.

Розрахунок на стійкість монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та вибуху допускається виконувати у квазистатичній постановці. За основу розрахунку на стійкість монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху взято положення будівельного розрахунку [20] з додатковим урахуванням комбінації випадкових розрахункових ситуацій, що включають дефлагарційний вибух (динамічне навантаження) та спричинену ним подальшу пожежу або навпаки пожежу як первинний чинник. Також враховано непрямі вогневі впливи та їх вплив на конструктивну систему будівлі.

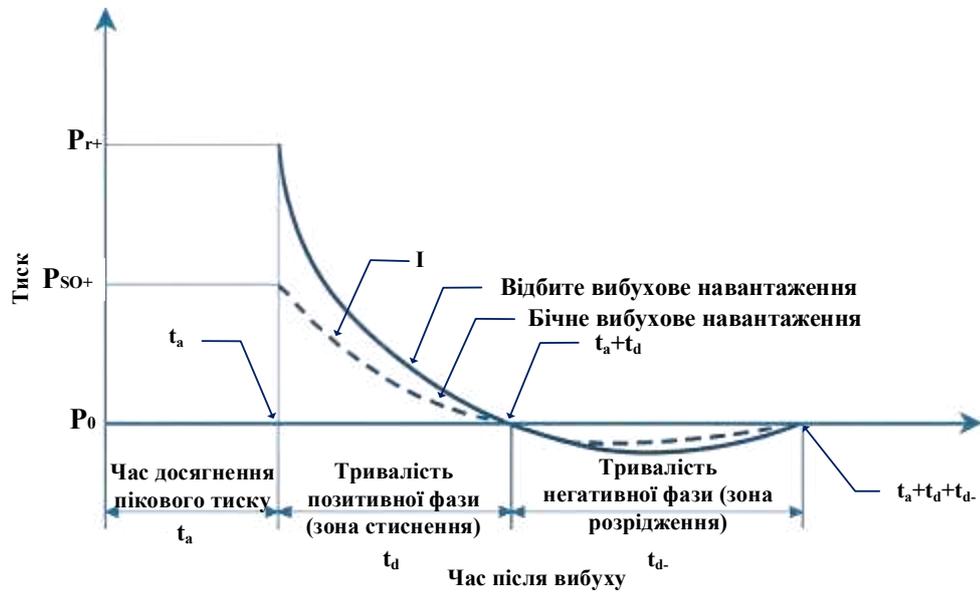
Міцність і стійкість будівель в умовах пожежі та вибуху забезпечуються вогнестійкістю та вибухостійкістю її конструктивної системи за умови, що вогнестійкість і вибухостійкість окремих будівельних елементів та їх з'єднань не є нижчими за відповідні характеристики будівлі в цілому.

Для достовірної оцінки стійкості будівель до прогресуючого обвалення під дією пожежі та вибуху необхідне всебічне врахування даних щодо місця виникнення та масштабів поширення пожежі, параметрів вибуху, сценарію їх розвитку в часі, а також залежностей теплофізичних і механічних характеристик матеріалів конструкцій від температури нагрівання та впливу імпульсних навантажень [111–113].

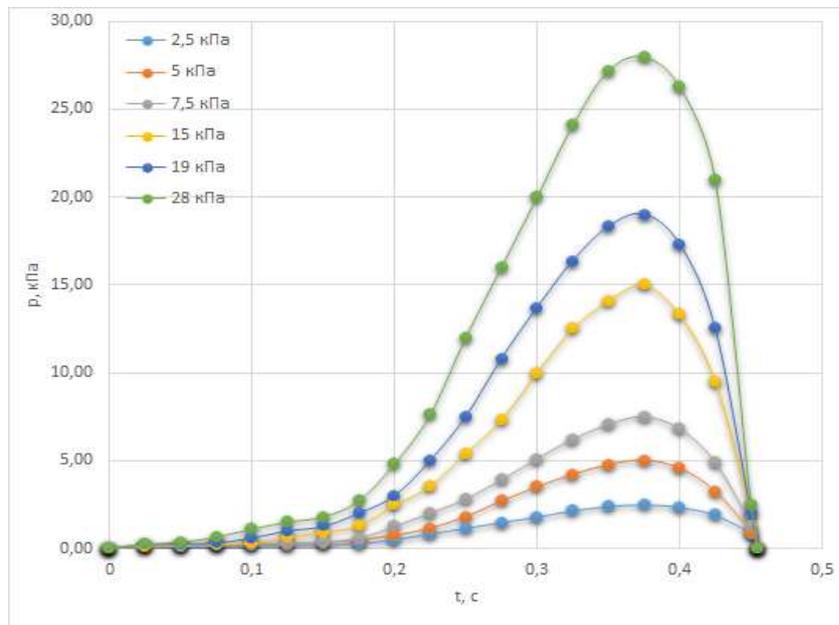
Особливу увагу слід приділяти вторинним ефектам пожежі та вибуху, таким як температурні деформації, теплові розширення матеріалів, перерозподіл внутрішніх зусиль, зміна схем роботи, локальні руйнування та розвиток механізмів прогресуючого обвалення конструктивних елементів.

Вплив пожежі враховується шляхом використання знижених теплофізичних і механічних характеристик матеріалів (міцності, модуля деформації, густини, теплопровідності тощо) відповідно до їх залежності від температури, визначеної за стандартними або реальними пожежними сценаріями. Також моделюються температурні деформації та теплові розширення елементів конструкції, що впливають на зміну розподілу зусиль у

системі. Вплив вибуху враховується через застосування імпульсних навантажень, що характеризуються надлишковим тиском, тривалістю імпульсу та швидкістю навантаження, згідно з нормативними документами та моделями вибухового навантаження.



а)



б)

Рисунок 3.2 – Залежності зміни тиску вибухової хвилі в часі: а) для зовнішніх вибухів бризантних речовин за AISC Steel Design Guide 26, б) для внутрішніх вибухів парогазоповітряних сумішей за ДСТУ 9176:2022

На рисунку 3.2 представлено графічні залежності зміни тиску вибухової хвилі від часу. Графік (а) ілюструє характерну зміну тиску під час зовнішнього вибуху бризантних речовин відповідно до AISC Steel Design Guide 26. Графік (б) демонструє часову залежність тиску при дефлагаційних внутрішніх вибухах, отриманих на основі результатів натурних випробувань [114].

Вибухи бризантних речовин характеризуються різким імпульсним підвищенням тиску до пікового значення з наступною швидкою декомпресією. Такі процеси супроводжуються наявністю двох фаз: позитивної фази надлишкового тиску та негативної фази розрідження, що є типовим для детонаційного характеру вибуху.

На відміну від вибухових матеріалів інші газоподібні вибухові матеріали демонструють зміну свого вихідного тиску вибуху. Вибух цих матеріалів часто неповний, і лише частина загальної маси вибухової речовини бере участь у процесі детонації, про що свідчить відносно пологий графік підвищення тиску на відмінно від вибухів бризантних речовин.

Для спрощеного розрахунку динамічного навантаження, спричиненого вибухом, було використано припущення згідно з положеннями додатка D [103], динамічне навантаження від вибуху розподіляється рівномірно на всі конструктивні елементи будівлі. Це припущення дозволяє уникнути необхідності складного моделювання розповсюдження ударної хвилі в об'ємі приміщення та спростити розрахунок.

Надлишковий тиск від вибуху та його пікові значення визначені відповідно до вимог [115], що встановлюють методику розрахунку вибуху. Водночас у розрахунку не враховувалися залежності величини тиску від типу вибухонебезпечного газу або пари, їх відсоткового вмісту в повітрі, кількості й розмірів отворів, наявності або відсутності легкоскридних конструкцій. Вказані фактори є важливими для точного прогнозування параметрів вибуху, однак їх урахування виходить за межі задачі на даному етапі дослідження.

Для оцінки стійкості після вибуху також враховується локальне руйнування елементів, зниження жорсткості та несучої здатності пошкоджених

зон конструкцій, що може призводити до розвитку прогресуючого обвалення. Для забезпечення стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та вибуху слід розглядати найбільш небезпечні об'єми такі як несучі конструкції, що зазнають максимального навантаження і мають найвище значення напружено–деформованого стану, а також інші несучі будівельні конструкції, обмежені протипожежними перешкодами в межах одного поверху.

Час впливу пожежі на конструкції, значення надлишкового тиску вибуху та поверховість, на якій він прикладається, визначаються на основі аналізу нормативних документів та проєктних сценаріїв розвитку аварійних ситуацій.

У такому випадку:

- часова тривалість пожежі, встановлюється відповідно до типових сценаріїв розвитку пожеж згідно з вимогами стандартів або результатів моделювання;

- значення надлишкового тиску вибуху, визначається залежно від характеру і масштабу вибуху згідно з розрахунковими методиками з урахуванням типу вибухової речовини, її кількості та умов вибуху.

Усі вихідні параметри впливу повинні бути обґрунтовані:

- на основі об'єктивних даних і прогнозних сценаріїв розвитку подій;
- з урахуванням особливостей експлуатації об'єкта, його функціонального призначення та класу наслідків (відповідальності).

Ключові аспекти, які враховуються під час проведення розрахунку стійкості до прогресуючого обвалення, систематизовано в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 Основні аспекти, які враховуються при розрахунку прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та вибуху

№ з/п	Аспект розрахунку	Особливості
1.	Температурні впливи пожежі	Зниження міцності, деформаційні властивості, теплові розширення

Продовження таблиці 3.1

2.	Імпульсні навантаження вибуху	Надлишковий тиск, тривалість імпульсу, локальні руйнування
3.	Механізми прогресуючого обвалення	Температурні деформації, перерозподіл зусиль, зміна несучих схем
4.	Характеристики матеріалів при нагріванні	Міцність, модуль пружності, густина – залежність від температури
5.	Програмні комплекси для моделювання	ЛІРА–САПР, COSMOS–М, LS–DYNA, SOFISTIK
6.	Фізична та геометрична нелінійність	Необхідність врахування при раптовому руйнуванні
7.	Обґрунтування вихідних параметрів	На основі типових сценаріїв, характеристик вибуху й пожежі
8.	Вплив експлуатації та функції об'єкта	Залежить від класу наслідків та призначення будівлі

Застосування квазистатичної постановки задачі в умовах дефлаграційного вибуху дозволяє адекватно змодельовати поведінку конструкцій без необхідності складного опису поширення ударної хвилі. Перетворення статичних навантажень від надлишкового тиску вибуху на еквівалентні динамічні навантаження з урахуванням часової залежності забезпечує коректне врахування вибухових впливів у розрахунковій моделі. Врахування фізичної та геометричної нелінійності конструктивної системи дозволяє підвищити точність моделювання, а застосування сучасних програмних комплексів, таких як ЛІРА–САПР, робить можливим аналіз складних аварійних сценаріїв. Обґрунтованість початкових даних, зокрема сценаріїв розвитку подій, параметрів пожежі та вибуху, часу їх дії та місця виникнення, має принципове значення для достовірності результатів.

3.3.2. Розробка комп'ютерної моделі для оцінювання стійкості до прогресуючого обвалення монолітних залізобетонних будівель внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху

Пропонується комп'ютерна модель, яка дозволяє забезпечити стійкість залізобетонної монолітної будівлі до прогресуючого обвалення під впливом комбінованої дії пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху [116]. Для цього було створено просторову модель шестиповерхової виробничої будівлі із застосуванням скінченних елементів, для яких реалізовано роботу матеріалів у фізично–нелінійній постановці. Модель враховує сумісну роботу несучих конструкцій, зміну теплофізичних і механічних властивостей матеріалів під впливом підвищених температур, утворення локальних руйнувань, перерозподілу внутрішніх зусиль та динамічних ефектів від вибухового навантаження.

Модель реалізована в програмному комплексі ЛІРА–САПР. Було використано загальний розрахунковий модуль для визначення напружено–деформованого стану «ЛІРА–САПР» та модуль «Теплопровідність» для розв'язання задачі нестационарної теплопровідності.

Використовуючи вказані модулі для розрахунку, було враховано температурний вплив режиму стандартної пожежі тривалістю 60 хвилин та моделювання імпульсного навантаження від вибуху значенням в 15 кПа.

Етап 1. Створення розрахункової/геометричної моделі монолітної залізобетонної будівлі у програмному комплексі ЛІРА–САПР.

Для проведення дослідження стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху в ЛІРА–САПР було створено комп'ютерну просторову модель шести поверхової виробничої будівлі, розрахункова модель якої представлена на рисунку 3.3.

Розміри в плані 33х12х33 м, конструктивна система будівлі – залізобетонний монолітний каркас, колони 500х500 мм, перекриття 220 мм,

діафрагми жорсткості 300 мм, I ступінь вогнестійкості; категорія Б за вибухопожежною та пожежною безпекою.

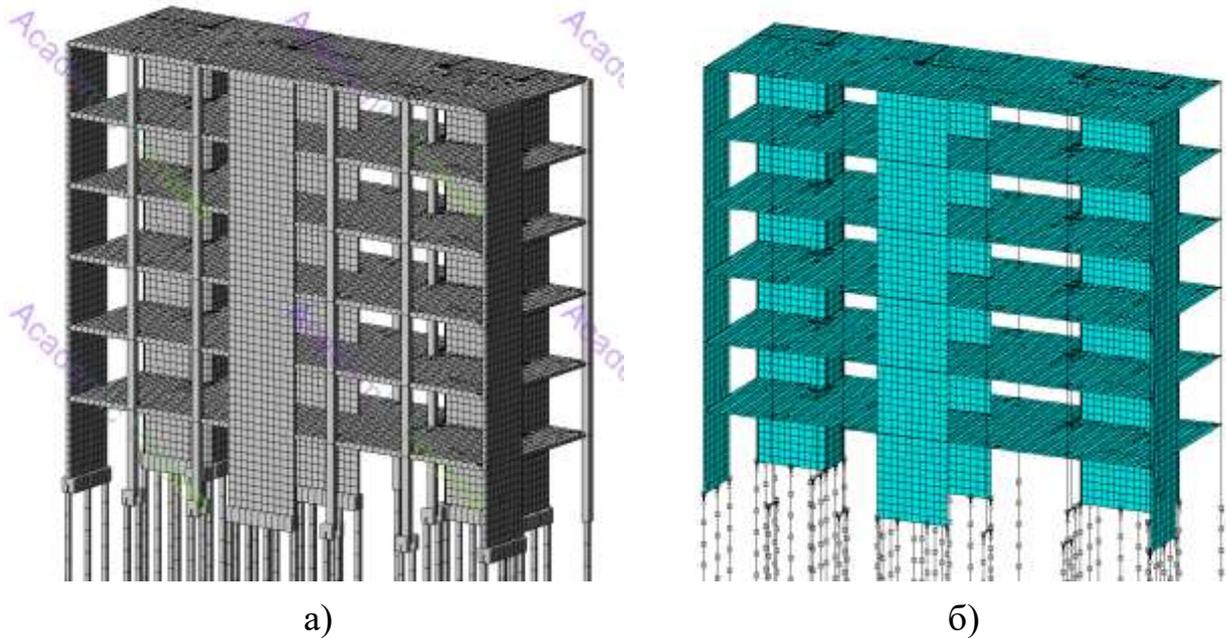


Рисунок 3.3 – Розрахункова модель: а) просторова модель будівлі;
б) скінченно–елементна модель будівлі

Етап 2. Призначення характеристик матеріалу конструкціям.

Після створення просторової розрахункової моделі, для кожної будівельної конструкції призначалися відповідні типи жорсткості, матеріали та відповідні перерізи, жорсткісні характеристики з урахуванням нелінійності роботи бетону та арматури.

У даній моделі прийнято 8 типів жорсткості: 1 – стіни та діафрагми жорсткості – пластина товщиною 300 мм; 2 – колона – стержень перерізом 500x500 мм; 3 – плита перекриття – пластина товщиною 220 мм; 4 – паля – стержень перерізом 300x300 мм.

Призначені відповідні нелінійні закони деформування матеріалів бетону та армуючого матеріалу. Прийняті характеристичні значення міцності та деформативності бетону й арматури (таблиця 3.2).

Таблиця 3.2 – Характеристичні значення міцності та деформативності бетону й арматури

Бетон класу C30/35					Арматура класу A500C			
$f_{ck,prism}$ (МПа)	$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	E_{cm} (МПа)	$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	f_{yk} (МПа)	E_s (МПа)	f_{ywd} (МПа)	ε_{ud}
25,5	2	34500	1,81	3,25	500	210000	300	0,02

Етап 3. Задання навантаження.

Наступним етапом було задано відповідні нормативні навантаження на будівлю: 1 – власна вага (постійне); 2 – постійні навантаження на перекриття та покриття – 0,3 т/м²; 3 – тривалі навантаження – 0,2 т/м²; 4 – короткочасні навантаження – 0,2 т/м²; 5 – вітер під кутом 0 градусів; 6 – вітер під кутом 90 градусів. Сформовано таблицю розрахункових сполучень зусиль та розрахункові сполучення навантажень для різних сценаріїв навантажень. Призначено для конструкції відповідні типи скінченних елементів: для паль в ґрунті – 57 тип, одновузловий СКЕ; для колон і паль – тип 210 – універсальний СКЕ стрижень, який враховує фізичну нелінійність; для стін і перекриття тип 242 – трикутний СКЕ (оболонка), який враховує фізичну нелінійність; додатковий тип 244 – чотирикутний СКЕ (оболонка), який враховує фізичну нелінійність.

Етап 4. Побудова скінченно–елементної моделі.

Після створення геометричної моделі будівлі, призначення відповідних жорсткісних характеристик та граничних умов, задання нормативних навантажень, визначається оптимальний розмір сітки скінченних елементів, обирається вид триангуляції.

Етап 5. Проміжний розрахунок. Перевірка адекватності скінченно–елементної моделі.

Після формування скінченно–елементної моделі виконано проміжний розрахунок для перевірки її адекватності. За нормальних умов експлуатації без аварійних навантажень прогин нижньої та верхньої залізобетонної плити в місця

становив в середньому 6,5 мм, що є нормальним допустимим значенням (рисунок 3.4).

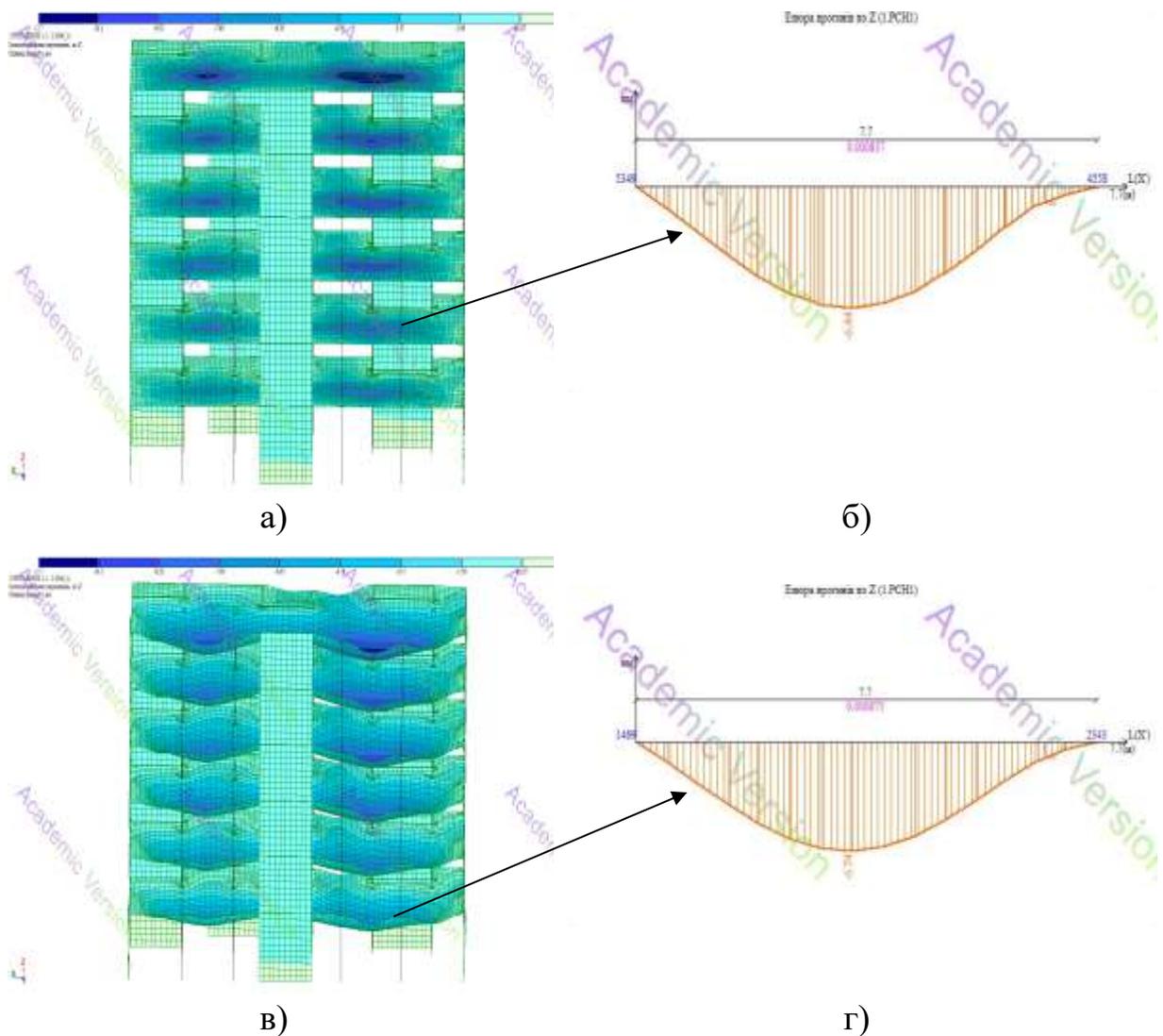


Рисунок 3.4 – Напружено–деформований стан конструкцій та переміщення до аварійних ситуацій: а) – ізополя відносних переміщень по Z; б) – епюра прогинів верхньої плити перекриття (6,44 мм); в) – ізополя переміщень по Z збільшені у 20 разів; г) – епюра прогинів нижньої плити перекриття (6,74 мм)

Перевірено будівельні конструкції з урахуванням меж вогнестійкості. Для цього у налаштуванні характеристик матеріалу виставлено критерій

«враховувати вогнестійкість» та задано для кожної конструкції, температурний режим, необхідний клас вогнестійкості, характеристики матеріалу.

Етап 6. Визначення конструкцій, які піддаються вогневому впливу пожежі та вибуху.

Відповідно до прийнятого розрахункового сценарію прийнято, що температурного впливу пожежі та дії надлишкового тиску вибуху зазнають всі будівельні конструкції в об'ємі будівлі, обмежені протипожежними перешкодами, зображено на рисунку 3.5.

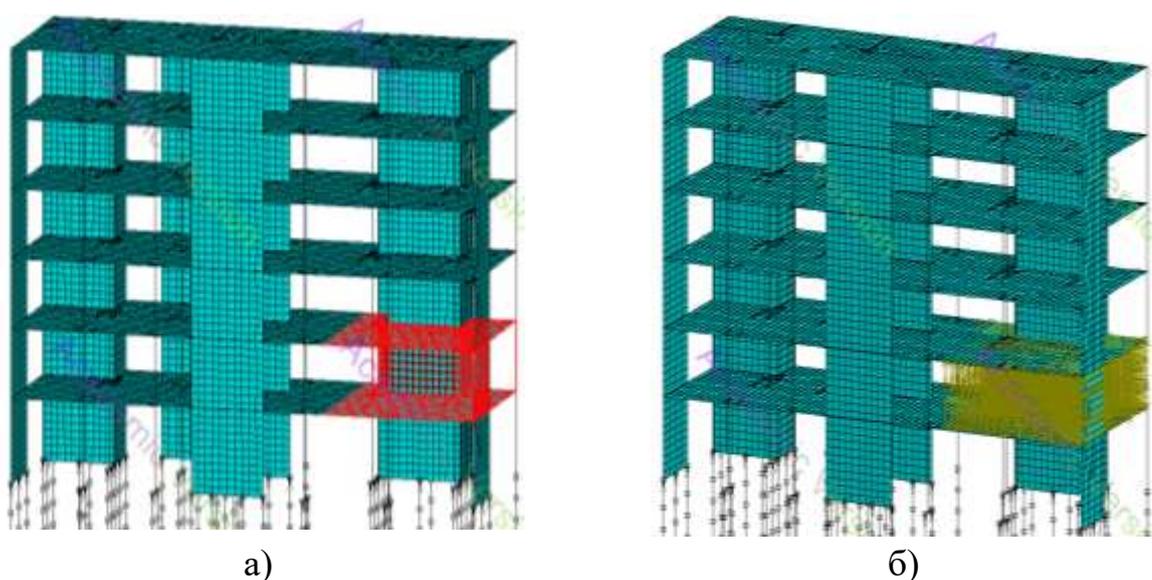


Рисунок 3.5 – Місця дії аварійного навантаження в скінченно–елементній моделі будівлі: а) – ділянка пожежі; б) – зона вибухового навантаження.

Етап 7. Визначення параметрів пожежі та вибуху.

Прийнято сценарій умовної пожежі, що розвивається за стандартним температурним режимом. Вибух виникає на 60-й хвилині після початку пожежі. Причини виникнення пожежі та вибуху не досліджуються

За результатами розрахунків відповідно до ДСТУ Б В.1.1–36:2016 максимальне значення надлишкового тиску вибуху становить 15 кПа, значення залежності зміни тиску вибуху в приміщенні від часу прийнято за п.7.9 ДСТУ 9176:2022 та наводяться у таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Часова залежність значення залежності зміни тиску вибуху

Час, сек	Навантаження т/кв.м (тиск, кПа)
0	0
0,05	0,022
0,1	0,031
0,15	0,09
0,2	0,245
0,25	0,54
0,3	1,0
0,35	1,41
0,4	1,33
0,45	0,2
0,455	0

Етап 8. Коригування характеристик матеріалу конструкціям за результатами розв’язання задачі нестационарної теплопровідності.

Виконано коригування міцнісних характеристик матеріалу конструкцій, що піддаються тепловому впливу під час пожежі, на основі результатів розв’язання задачі нестационарної теплопровідності та призначення відповідних знижених характеристик матеріалів для визначених температур згідно з главою 3 стандарту EN 1992–1–2.

Розрахунки виконані для таких умов обігріву: центральні колони – обігрів з усіх сторін; кутові колони – обігрів із двох сторін; крайні колони – обігрів із трьох сторін; перекриття 1–го поверху – обігрів з верхнього боку; перекриття 2–го поверху – обігрів з нижнього боку; несучі стіни – обігрів з боку пожежі.

Для визначення розподілу температурних полів використано окремий модуль «Теплопровідність» (рисунок 3.6).

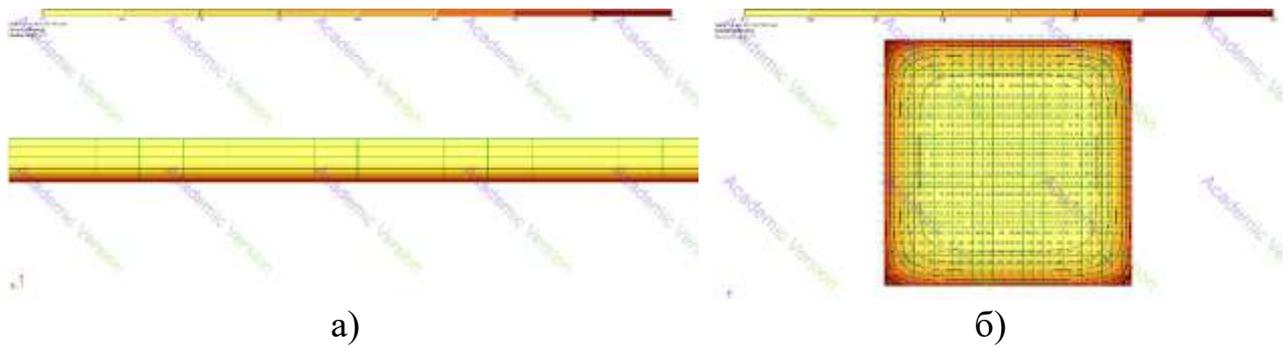


Рисунок 3.6 – Розподіл температурних полів у залізобетонних конструкціях:
а) перекриття; б) колона

З отриманого розподілу температурних полів (рисунок 3.6) визначено, що стиснута зона перекриття та ядро перерізу колони нагріваються до температури, яка не перевищує 220 °С. Температура в арматурі конструкцій становить приблизно 380 °С. Знижені характеристики матеріалів, коефіцієнти теплового розширення бетону та видовження арматури для цих температур наведено у таблицях 3.4, 3.5.

Таблиця 3.4 – Знижені характеристики бетону залежно від температури нагрівання 220 °С

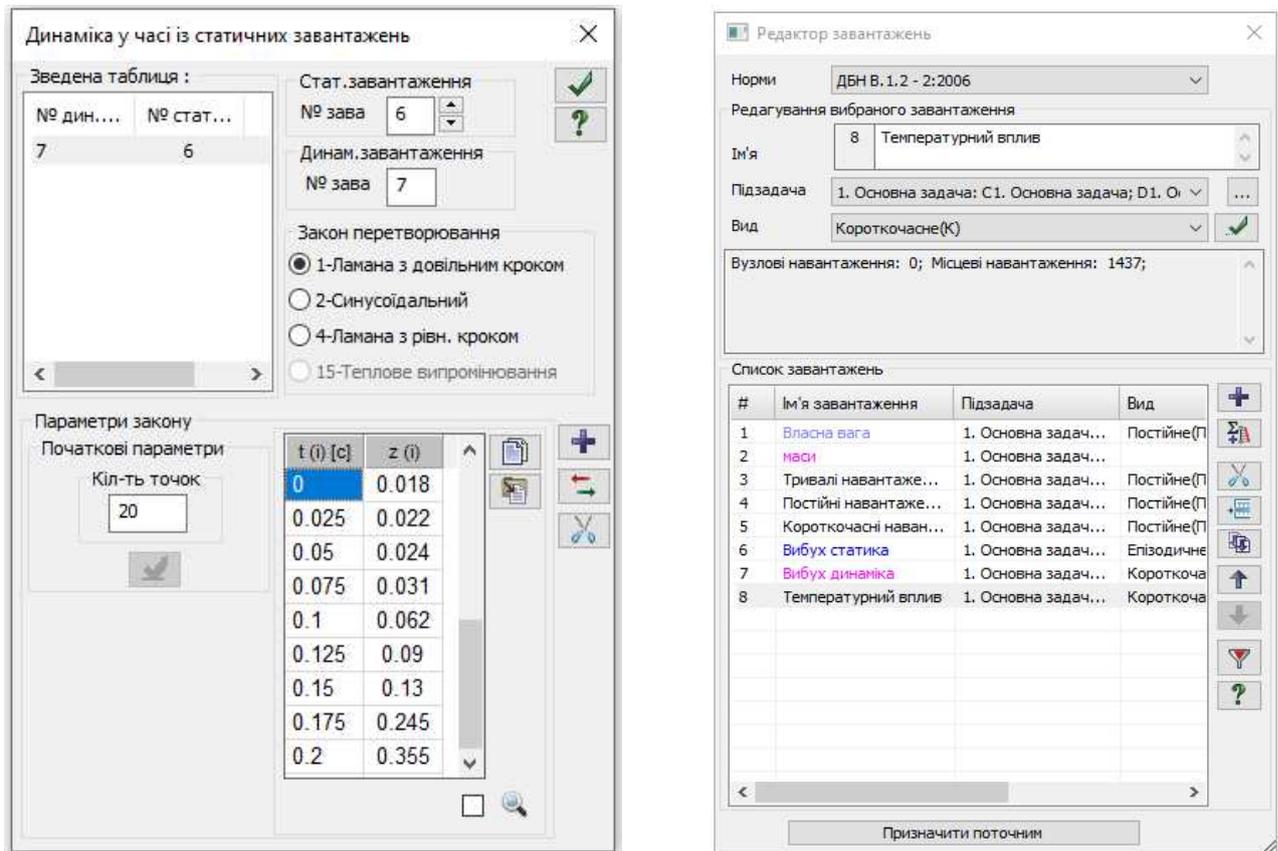
$k_c(\theta)$	$f_{ck,\theta}$, МПа	$k_{E_c}(\theta)$	$E_{cm\theta}$, МПа	$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	$\alpha_{c,\theta}$, $^{\circ}\text{C}^{-1}\times 10^{-6}$
0,93	23,4	0,83	32000	5,8	25,5	9

Таблиця 3.5. – Знижені характеристики арматури залежно від температури нагрівання 360 °С

$k_{s_y}(\theta)$	$f_{yk,\theta}$, МПа	$k_{s_p}(\theta)$	$f_{s_p,\theta}$, МПа	$k_{E_s}(\theta)$	$E_{s\theta}$, МПа	$\alpha_{s,\theta}$, $^{\circ}\text{C}^{-1}\times 10^{-6}$
1	500	0,46	230	0,72	151200	12

Етап 9. Прикладання додаткового вибухового навантаження відповідно до розрахункової ситуації.

Для врахування впливу розрахункового надлишкового тиску вибуху в динамічному аналізі конструкцій, в редакторі завантажень розрахункової моделі (рисунок 3.7), проведено перетворення статичного навантаження на еквівалентне динамічне з урахуванням часових характеристик, наведених у таблиці 3.3.



а)

б)

Рисунок 3.7 – Задання та перетворення в розрахунковій моделі вибухового навантаження: а) – редактор перетворення статичних завантажень в динамічні, б) – редактор завантажень

Етап 10. Розрахунок. Перевірка допустимих значень руйнувань.

Проведений розрахунок схеми для визначення критеріїв втрати несучої здатності залізобетонних горизонтальних та вертикальних конструкцій будівлі у розрахунку з оцінювання стійкості на прогресуюче обвалення внаслідок пожежі.

Внаслідок впливу пожежі, що розвивалася за стандартно температурним

режимом протягом 60 хвилин, прогини нижньої та верхньої плит перекриття збільшились у 2,6 рази в порівняно з прогинами перекриттів до впливу пожежі та становили 16,9 мм (рисунок 3.8).

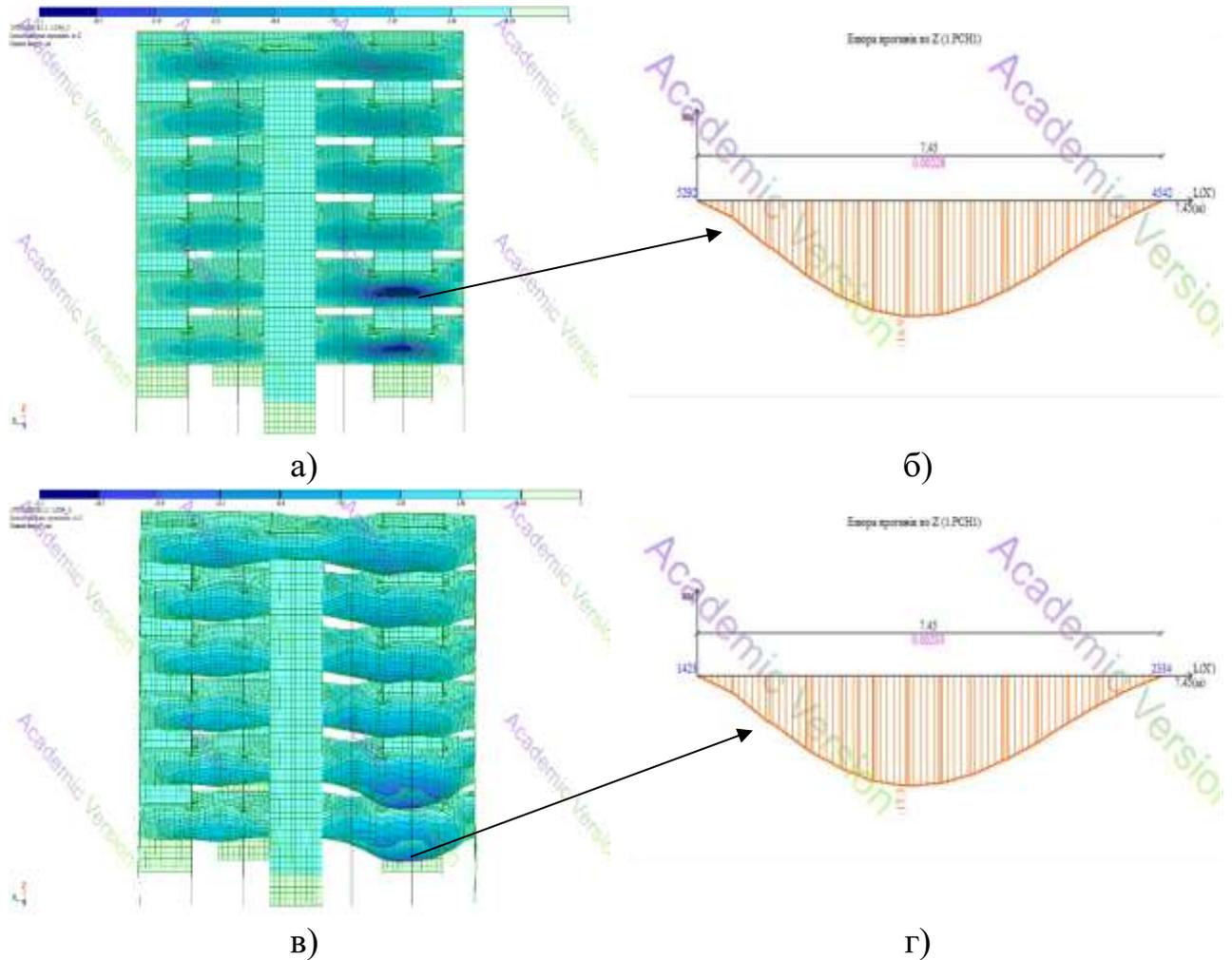


Рисунок 3.8 – Напружено–деформований стан конструкцій та переміщення при пожежі тривалістю 60 хв.: а) – ізополя відносних переміщень по Z; б) – епюра прогинів верхньої плити перекриття (16,9 мм); в) – ізополя переміщень по Z збільшені у 20 разів; г) – епюра прогинів нижньої плити перекриття (17,3 мм)

При комбінованій дії пожежі тривалістю 60 хвилин та внутрішньому дефлаграційному вибуху зафіксовано подальше збільшення значення прогину нижньої плити перекриття у 8,2 рази порівняно зі значеннями перекриття за нормальних умов. Водночас верхня плита перекриття під дією надлишкового

тиску зазнала максимального переміщення – від 16,9 мм у напрямку до низу, до 14,4 мм у напрямку догори (рисунок 3.9).

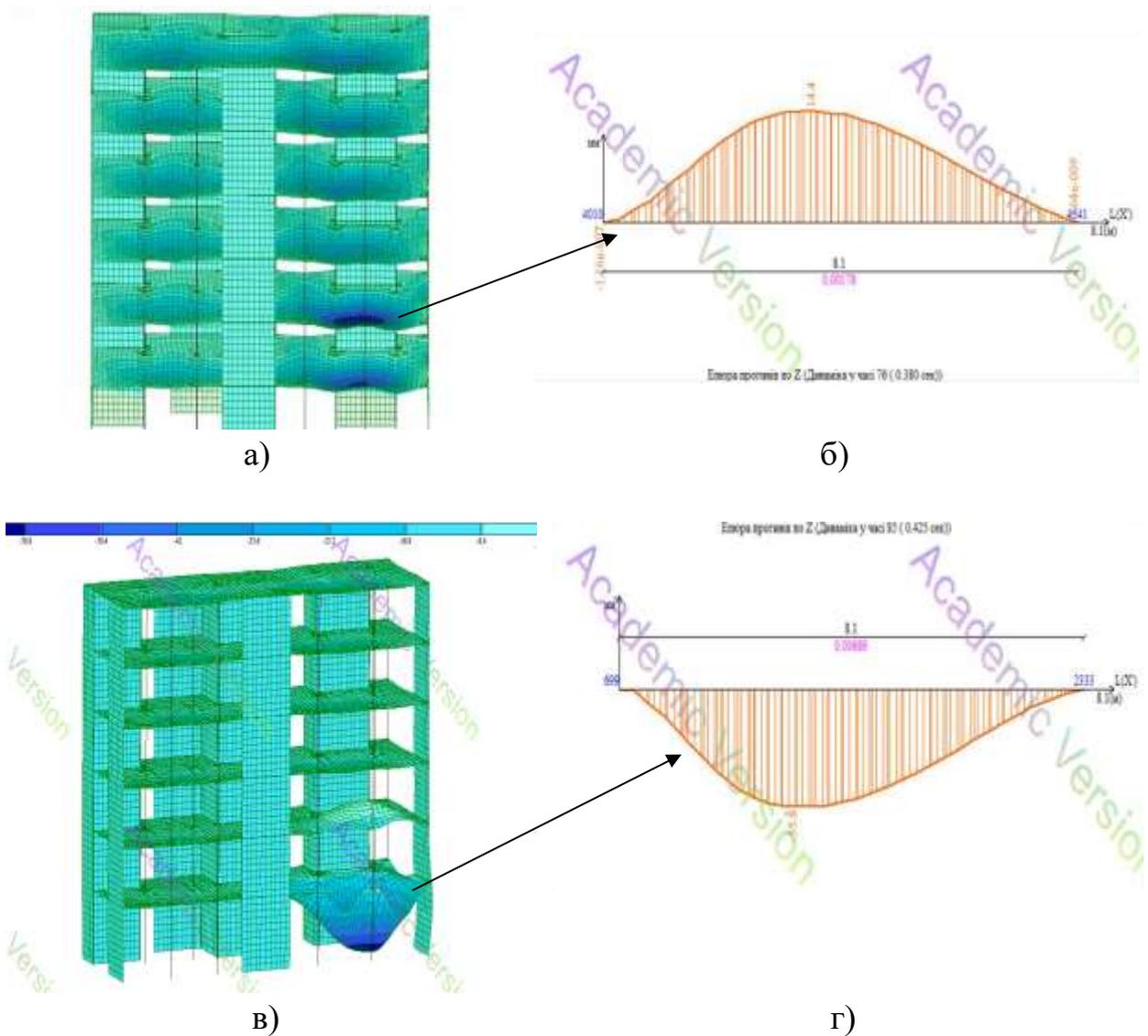


Рисунок 3.9 – Напружено–деформований стан конструкцій та переміщення при пожежі тривалістю 60 хв та внутрішньому дефлаграційному вибуху 15 кПа: а) – ізополя відносних переміщень по Z; б) – епюра прогинів верхньої плити перекриття (14,4 мм); в) – ізополя переміщень по Z збільшені у 20 разів; г) – епюра прогинів нижньої плити перекриття (55,8 мм).

Етап 11. Кінець розрахунку. Порівняння з встановленими критеріями.

Узагальнені кількісні результати зміни переміщень (прогинів) верхньої та нижньої плит перекриття монолітної залізобетонної будівлі, отримані за

результатами чисельного моделювання трьох сценаріїв аварійного навантаження – за нормальних умов експлуатації, під час дії пожежі, а також при комбінованому впливі пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху – систематизовані в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6 – Значення переміщень конструкцій при різних аварійних ситуаціях

Плита	Переміщення (прогин) конструкції, мм			
	Нормальні умови експлуатації	Пожежа 60 хв	Вибух 15 кПа	Пожежа 60 хв та вибух 15 кПа
Верхня	6,44	16,9 (збільшення у 2,6 рази)	-5,35	-14,4
Нижня	6,74	17,3 (збільшення у 2,6 рази)	33,4 (збільшення у 5,2 рази)	55,8 (збільшення у 8,3 рази)

Результати комп'ютерного моделювання підтверджують суттєвий вплив як теплового, так і динамічного (вибухового) навантаження на напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій будівлі. Одночасне прикладання цих навантажень призводить до значного зростання деформацій перекриття та колон порівняно зі звичайним експлуатаційним станом. Ключовими механізмами такого ефекту є зменшення міцнісних характеристик конструкцій при нагріванні, додаткове динамічне навантаження і перерозподіл внутрішніх зусиль у системі будівлі внаслідок вибуху, зміна схеми роботи конструктивних елементів. Визначені в ході комп'ютерного моделювання напружено-деформовані стани конструкцій до настання аварійної ситуації свідчать про прийнятність граничних значень переміщень у нормальних умовах. Зокрема, максимальні вертикальні прогини нижньої та верхньої монолітної залізобетонної плити перекриття в зонах найбільшого деформування становили в середньому

6,5 мм, що відповідає встановленим нормативним значенням експлуатаційної придатності (рисунок 3.4).

Під впливом температурного навантаження за стандартним температурним режимом пожежі тривалістю 60 хвилин, відбувається суттєве збільшення деформацій конструктивних елементів. Зокрема, результати моделювання свідчать про збільшення вертикальних прогинів як нижньої, так і верхньої плит перекриття в 2,6 рази порівняно з початковим (експлуатаційним) станом. Максимальні значення прогинів сягнули 16,9 мм, що наведено у відповідному розрахунковому сценарії (рисунок 3.8). Такий характер змін свідчить про втрату жорсткості залізобетонних елементів унаслідок зміни властивостей матеріалу під впливом дії високих температур. Зокрема, при підвищенні температури до 500–600 °C відбувається зменшення міцності бетону, втрата зчеплення між бетоном і арматурою, а також зниження пружних характеристик сталі та бетону. Всі ці фактори призводять до значного збільшення деформацій конструктивних елементів навіть без зміни прикладеного навантаження. У разі комбінованого впливу стандартного температурного режиму пожежі тривалістю 60 хвилин та внутрішнього дефлаграційного вибуху з надлишковим тиском 15 кПа спостерігається істотна змінна напружено–деформованого стану конструкцій. Зокрема, відзначено різке зростання величин переміщень і прогинів нижньої плити перекриття – до значень, що перевищують початкові у 8,3 рази (55,8 мм) порівняно з нормальними умовами експлуатації. Верхня плита перекриття під впливом вибухового навантаження зазнала зворотного переміщення: від максимального прогину у напрямку вниз (16,9 мм) до підйому у напрямку вгору на 14,4 мм, що свідчить про складний просторовий характер взаємодії конструктивних елементів під впливом вибуху (рисунок 3.9).

Аналіз значень, наведених у таблиці 3.6, демонструє, що поєднана дія температурного та вибухового навантажень має суттєвий вплив на несучу здатність конструкцій, що слід враховувати при проектуванні та оцінці їхньої несучої здатності в умовах потенційних аварій, в тому числі в умовах можливих

загроз військового стану. Особливістю розробленої комп'ютерної моделі є інтеграція впливів пожежі та внутрішнього вибуху з урахуванням часової послідовності їх дії, геометричної та фізичної нелінійності конструкцій, просторової взаємодії елементів, а також температурної деградації матеріалів. На відміну від більшості попередніх досліджень, де аналіз проводиться або ізольовано для вибуху, або для пожежі, у даному дослідженні враховано їх комбінацію – що є характерною ситуацією для реальних аварійних сценаріїв. До обмежень комп'ютерної моделі слід віднести спрощення щодо геометрії реального середовища вибуху: не враховано форму приміщення, наявність та розташування легкоскридних конструкцій, характер розповсюдження хвилі. Вибух задавався як рівномірно розподілене навантаження, без просторової диференціації тиску, що відтворює більш жорсткі умови для проведення розрахунків. Отримані дані підтверджують гіпотезу, що саме комбінація аварійних навантажень чинить найбільш небезпечний вплив на будівлі, а не ізольована дія одного із чинників. На відміну від класичних підходів, що базуються на ідеалізації місцевого руйнування окремого конструктивного елемента, розроблена комп'ютерна модель у програмному комплексі ЛІРА–САПР дозволяє врахувати динаміку розвитку деформацій у часі та просторову взаємодію елементів конструктивної системи при комбінації аварійних ситуацій (пожежа, вибух). Застосування комплексної комп'ютерної моделі з можливістю урахування часової залежності температурного впливу, динамічного імпульсного навантаження, зміни фізико–механічних властивостей матеріалів і геометричної нелінійності дозволяє більш точно оцінити граничні стани конструкцій, запропоновувати обґрунтовані заходи для забезпечення стійкості будівель до прогресуючого обвалення.

Висновки до розділу 3

1. Розроблена методика, яка дозволяє проводити розрахунки та забезпечувати стійкість монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого

обвалення при дії на них одночасно високотемпературного впливу пожежі та динамічного навантаження внутрішнього дефлаграційного вибуху. Визначені критерії настання прогресуючого обвалення будівель. Обґрунтовано доцільність використання квазістатичної та динамічної постановки задачі з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності конструктивної системи. Запропонований підхід об'єднує температурне та вибухове навантаження в єдину модель, забезпечує точність прогнозування граничного стану конструкцій та визначає найбільш небезпечні зони у будівлі при комбінації аварійних ситуацій.

2. Удосконалена комп'ютерна модель у програмному комплексі ЛІРА–САПР для моделювання стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення з урахуванням силових, високотемпературних впливів і тиску вибуху. Побудована просторова комп'ютерна модель шестиповерхової монолітної залізобетонної будівлі в програмному комплексі ЛІРА–САПР.

За результатами розрахунку монолітної залізобетонної виробничої будівлі, виконаного за сценарієм умовної пожежі за стандартним температурним режимом та внутрішнім вибухом, було зафіксовано такі зміни напружено–деформованого стану будівельних конструкцій:

– у разі виникнення пожежі прогин обігрівної поверхні залізобетонних перекриттів збільшується в 2,6 рази, а при подальшому внутрішньому вибуху – в 8,3 рази (55,8 мм) порівняно з прогином перекриття, яке не зазнало температурного впливу. Верхня плита перекриття поверху під впливом вибухового навантаження зазнала зворотного переміщення: від максимального прогину у напрямку вниз (16,9 мм) до підйому у напрямку вгору на 14,4 мм, що свідчить про складний просторовий характер взаємодії конструктивних елементів під впливом вибуху. Зруйнованих конструкцій не виявлено, що свідчить про стійкість запроєктованої будівлі до прогресуючого обвалення за умов пожежі та внутрішнього вибуху при даних значеннях та параметрах аварійної ситуації. Запропонована модель в програмному комплексі ЛІРА–САПР дає змогу оцінити як окремі конструктивні елементи, так і будівлю в цілому на її стійкості до прогресуюче обвалення.

РОЗДІЛ 4. ПЕРЕВІРКА ДОСТОВІРНОСТІ РОЗРОБЛЕНИХ МОДЕЛЕЙ ТА ОЦІНЮВАННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАПРОПОНОВАНОЇ МЕТОДИКИ

Для вирішення четвертого наукового завдання здійснено перевірку розроблених математичних моделей шляхом порівняння результатів комп'ютерного моделювання з експериментальними даними випробувань на вогнестійкість залізобетонних конструкцій, здійснено оцінювання ефективності запропонованої методики.

4.1 Верифікація математичної моделі прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху

Для перевірки адекватності розробленої математичної моделі прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху, яка реалізована в програмному комплексі ЛІРА-САПР, було здійснено порівняльний аналіз результатів чисельного моделювання з даними натурних вогневих випробувань монолітних залізобетонних плит перекриття. Випробування проводилися у випробувальному центрі ТОВ «ТЕСТ» відповідно до протоколу № 27/ПР-10 [117].

Зразки плит мали розміри 4600x3200x200 мм. Армування нижньої частини плити здійснено: поперечною арматурою Ø12 мм А500С кроком 200 мм та несучою повздовжньою арматурою Ø12 мм А500С кроком 200 мм; армування верхньої частини плити здійснено поперечною арматурою Ø12 мм А500С кроком 200 мм та несучою повздовжньою арматурою Ø12 мм А500С кроком 200 мм.

Значення товщини захисного шару бетону для нижньої несучої арматури – 34 мм. Плита виконана із бетону класу C25/30, розподілене навантаження 650 кг/м².

Кожний зразок встановлювався з обпиранням по периметру отвору горизонтальної печі на чотири сторони. Навантаження здійснювалось за допомогою каліброваних бетонних блоків через 48 компенсуючих опор, схема розміщення наведена на рисунку 4.1.

Прогин випробувальних зразків визначався у центрі. Дослідження проводилися в умовах стандартного температурного режиму пожежі протягом 62 хвилин.

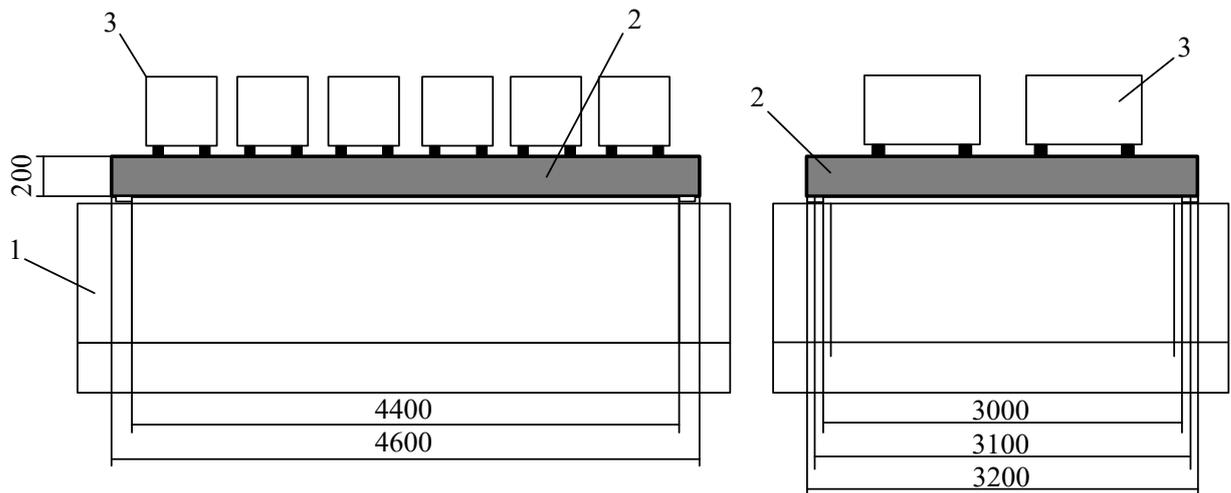


Рисунок 4.1 – Схема розташування зразків на печі: 1 – вогнева піч; 2 – плита;
3 – вантажні блоки

Для вимірювання середньої та максимальної температури на необігрівній поверхні кожного зразка було встановлено 5 термопар ТХА (Т1–Т5), одна термопара (Т1) у центрі зразка та чотири (Т2–Т5) в геометричних центрах чвертей зразка, температура повітря – 14 °С, відносна вологість повітря – 58 %.

Схему розташування термопар для вимірювань температури на необігрівній поверхні наведено на рисунку 4.2.

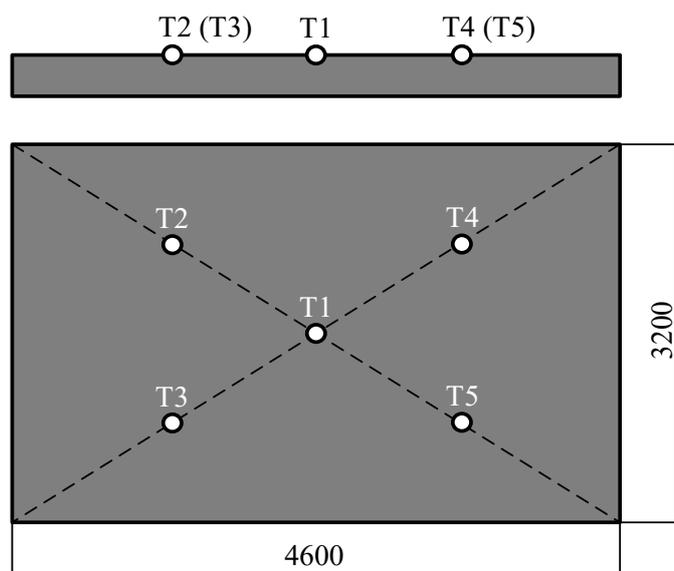


Рисунок 4.2 – Розташування термопар для вимірювань температури на необігрівній поверхні

Для випробувань використовувалась горизонтальна випробувальна піч, яка дозволяє відтворювати умови нагрівання і тиск, а також газове середовище в печі відповідно до вимог наведених у ДСТУ EN 1363–1. Засоби вимірювальної техніки наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Засоби вимірювальної техніки

№ з/п	Найменування обладнання або приладу	Діапазон вимірювання	Похибка вимірювань
1.	Лінійка металева	від 0 до 1000 мм	± 1 мм
2.	Секундомір	від 0 до 60 с, від 0 до 60 хв.	± 0,4 с ± 1 с
3.	Прилад контролю надлишкового тиску в печі ТНЖ–Н.	від 0 до 100 Па	Кл. 1,5
4.	Термопари ТХА, 10 штук	від 0 до 334 °С від 334 до 1250 °С	± 2,5 °С ±0,0075×Т _{вим} , °С
5.	Психрометр аспіраційний МВ–4М	від 10 до 100 % від –25 до 50 °С	± 3 % ± 0,2 °С

Продовження таблиці 4.1

6.	Штангенциркуль	від 0 до 250 мм	Ц.п. 0,05 мм
7.	Вимірювально-реєструючий комплекс «TEST-SERT»	від 0 до 1250 °С	$\pm(0,5+0,0009T)$ °С ± 1 с
8.	Ваги ВТМ- 600 електричні	від 4 до 600 кг	± 0,2 кг

Під час проведення випробувань було відтворено температурний режим, який відповідає стандартно температурному, графіки температури печі наведено на рисунку 4.3. Випробування зразків продовжувалися протягом 62 хв.

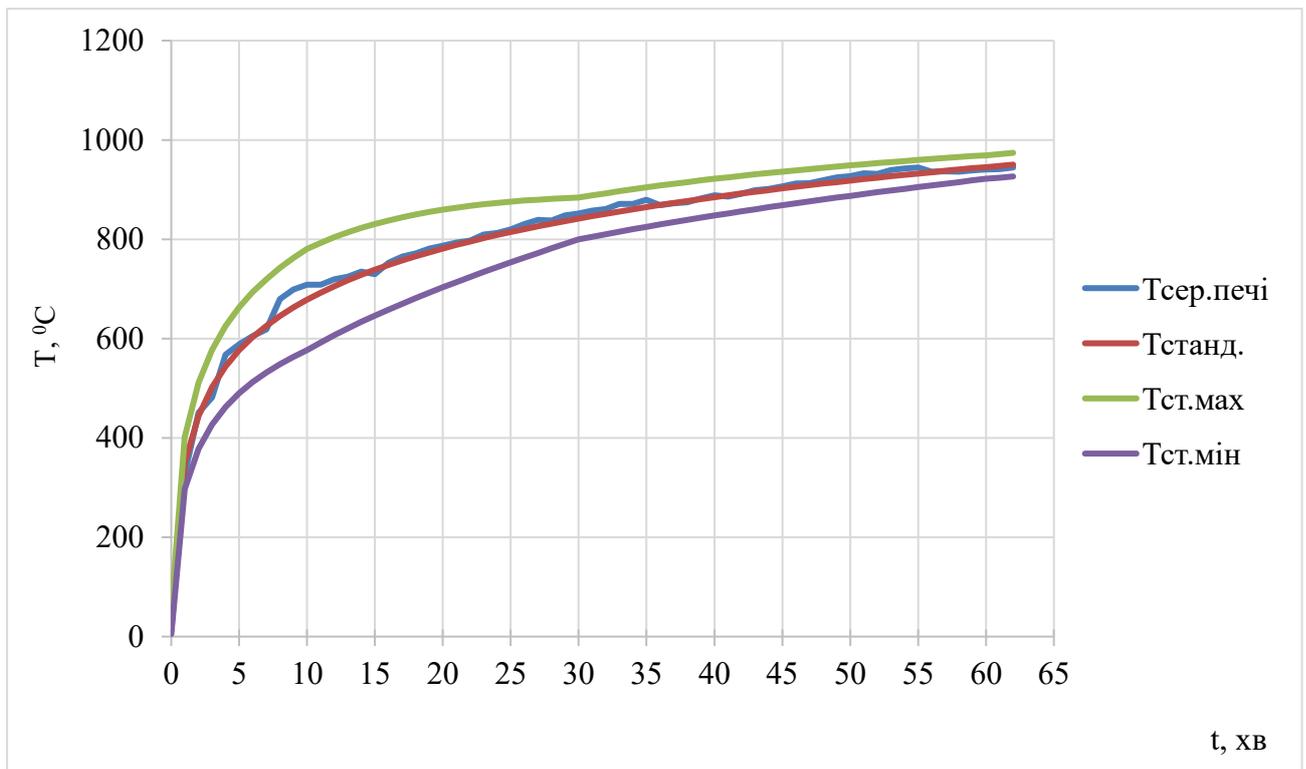


Рисунок 4.3 – Температура в печі при випробуванні зразків

Результати вимірювань температур на поверхнях зразків наведено на рисунку 4.4.

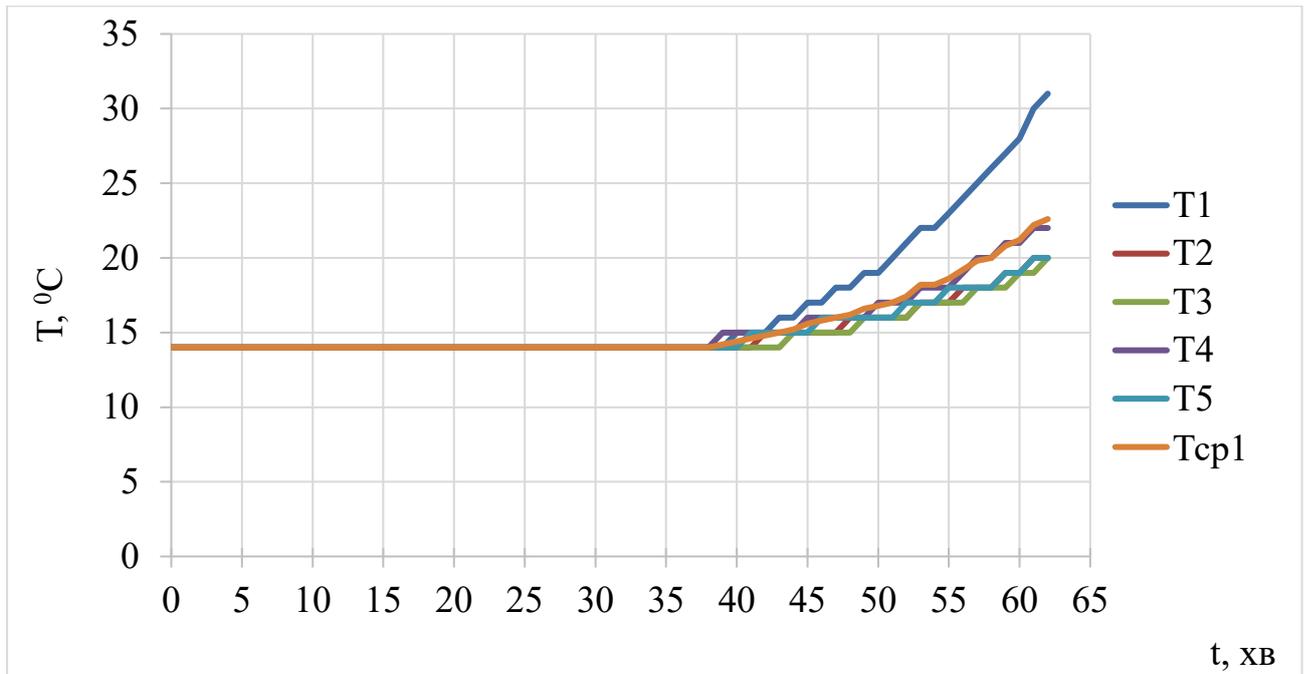


Рисунок 4.4 – Графіки середніх температур на поверхні зразків

Максимальні значення прогину та швидкості наростання деформації склали відповідно, 46 мм та 1,2 мм/хв (зразок D1) та 62 мм та 1,8 мм/хв (зразок D2), графіки якого наведено на рисунку 4.5. Під час випробувань зразків втрати цілісності, теплоізолювальної здатності та несучої здатності не відбулося.

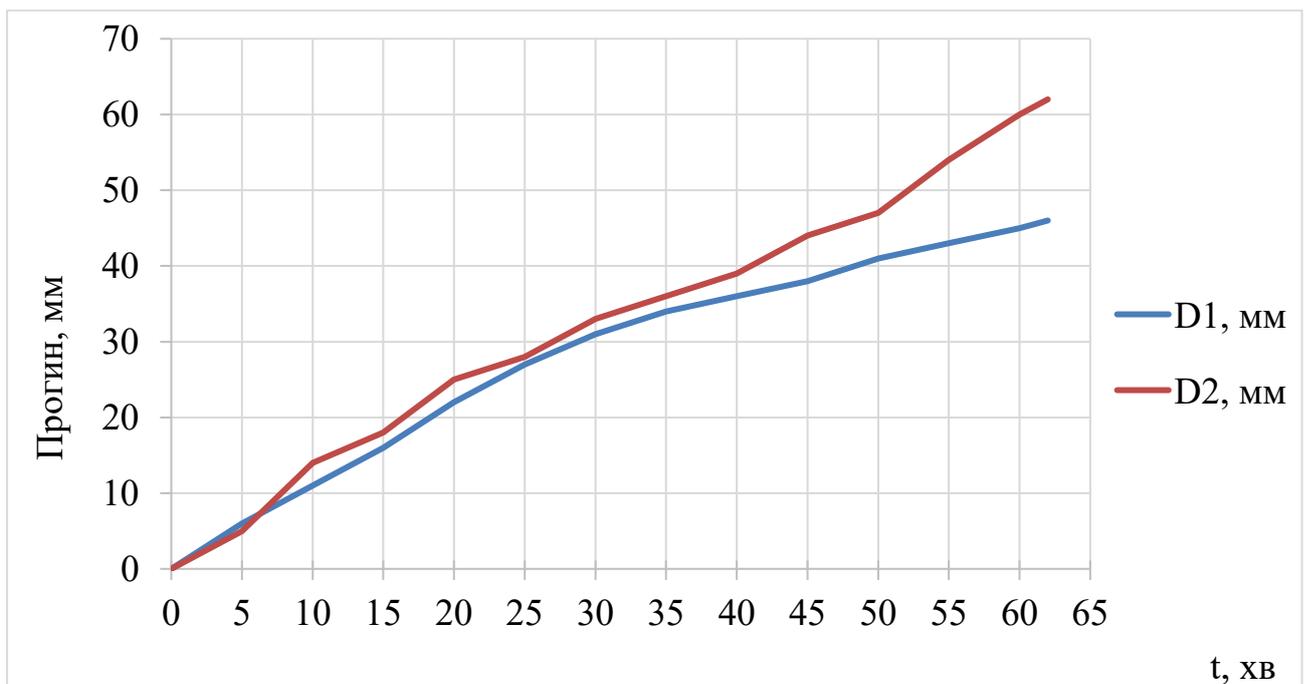


Рисунок 4.5 – Прогин випробувальних зразків

У програмному комплексі ЛІРА–САПР була побудована скінченно–елементна модель плити, яка наведена на рисунку 4.6, з урахуванням наведених геометричних та конструктивних характеристик.

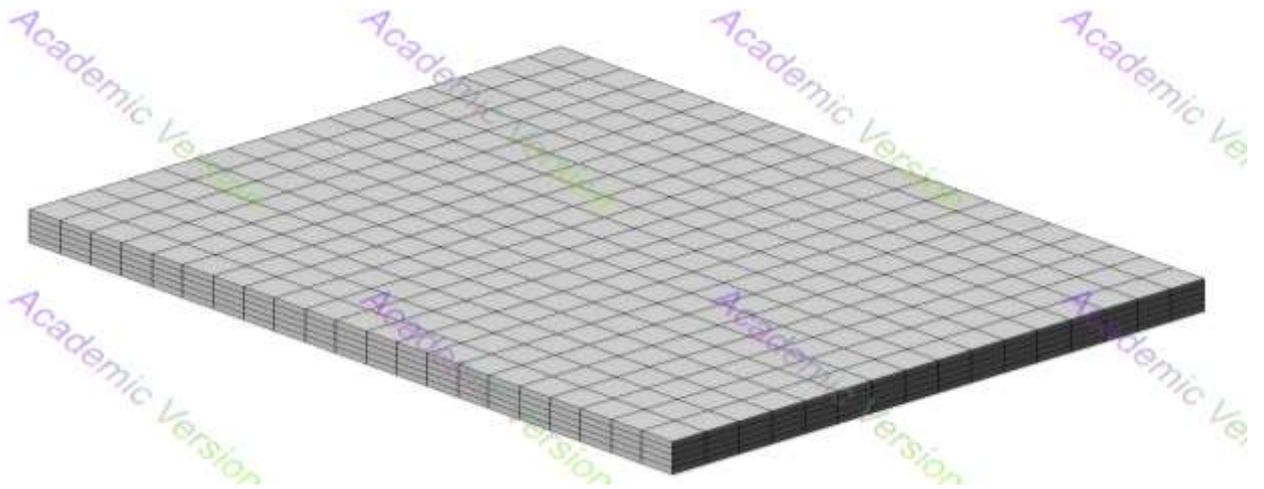


Рисунок 4.6 – Скінченно–елементна модель плити

Для розв’язання теплотехнічної задачі задавалася густина бетону, теплофізичні властивості бетону та арматури відповідно до ДСТУ–Н Б EN 1992–1–2 (рисунок 4.7), а також параметри стандартного температурного режиму пожежі (конвекція, променевий теплообмін), що регламентується ДСТУ EN 1363–1.

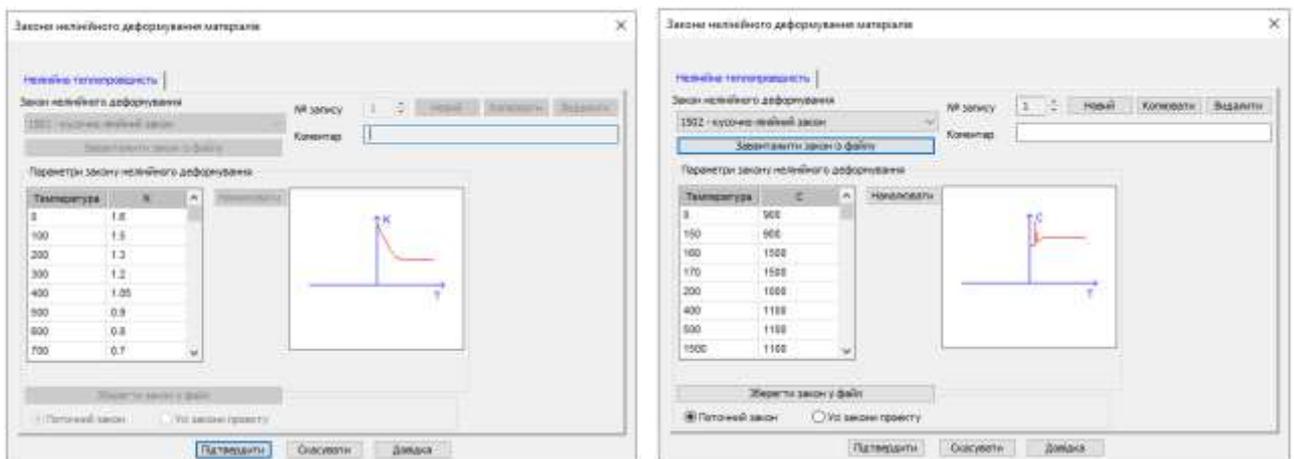


Рисунок 4.7 – Призначення властивостей бетону за підвищених температур:

а) теплопровідність; б) теплоємність

Розв'язання задачі нестационарної теплопровідності зводиться до визначення температури бетону у будь-якій точці поперечного перерізу в певний момент часу. Призначені згідно з ДСТУ–Н Б EN 1992–1–2 коефіцієнти конвекційного теплообміну для стандартно–температурного режиму пожежі для обігрівної поверхні – $25 \text{ Вт/м}^2\cdot\text{К}$, з необігрівної поверхні – $9 \text{ Вт/м}^2\cdot\text{К}$, діалогові вікна яких наведено на рисунку 4.8.

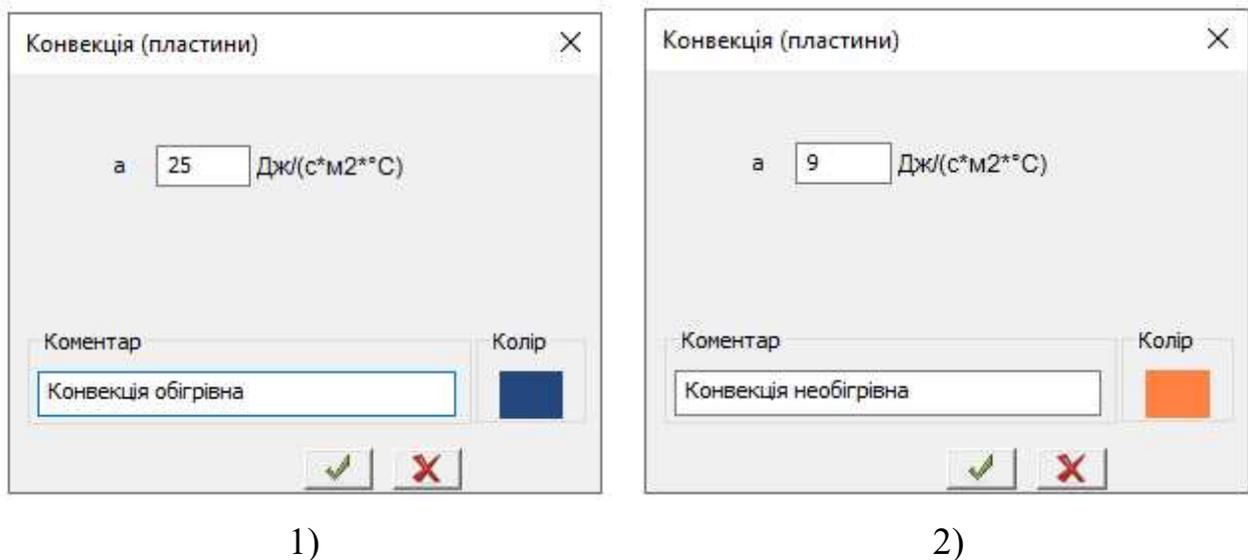


Рисунок 4.8 – Призначення коефіцієнта конвекційного теплообміну:
1) обігрівна частина конструкції; 2) необігрівна частина конструкції

Для всіх вузлів задано температурне навантаження – $14 \text{ }^\circ\text{C}$, яке відповідало початковій температурі під час випробування (рисунок 4.9).

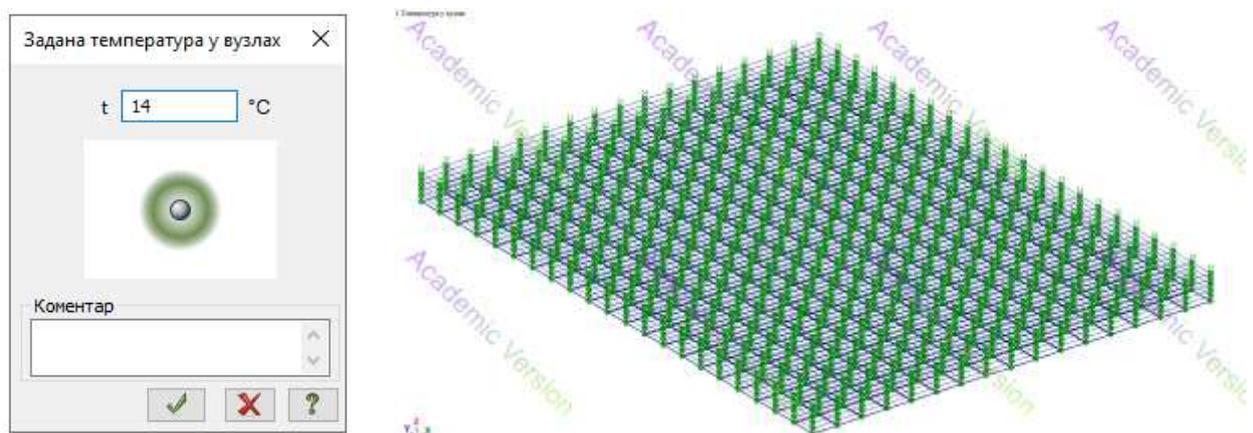


Рисунок 4.9 – Задання вихідної температури для вузлів

По всій площині до нижніх стержнів прикладалася умовна температура в 1°C . Це значення використовувалося для формування динамічного навантаження, яке визначалося на основі графіка зміни температури під час пожежі в певний момент часу. Фактичні температурні значення за графіком множилися на величину 1°C , що імітувало зовнішнє нагрівання конструкції (рисунок 4.10).

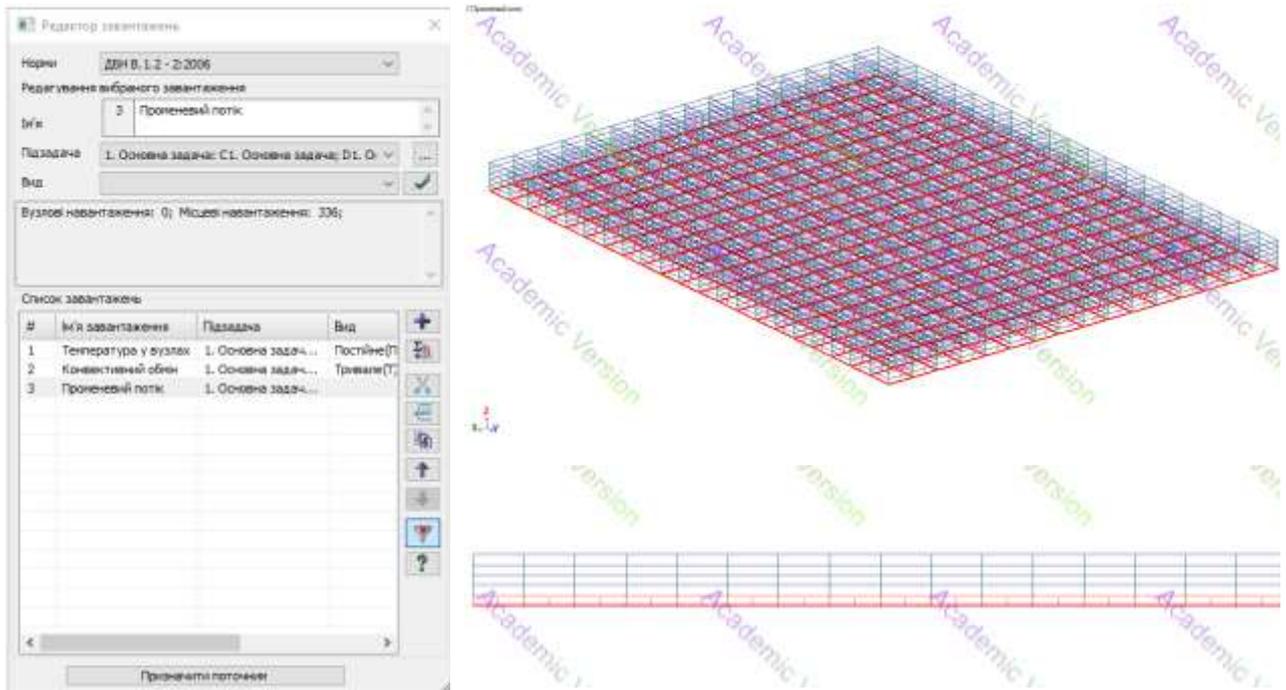


Рисунок 4.10 – Формування динамічного температурного навантаження для стержнів нижньої частини конструкції

На наступному етапі до нижніх вузлів прикладалося температурне навантаження з часовою залежністю, що відповідало значенням, визначеним термопарами у печі під час випробувань.

У лівому стовпці задавався час (у секундах), а у правому – відповідна температура (рисунок 4.11).

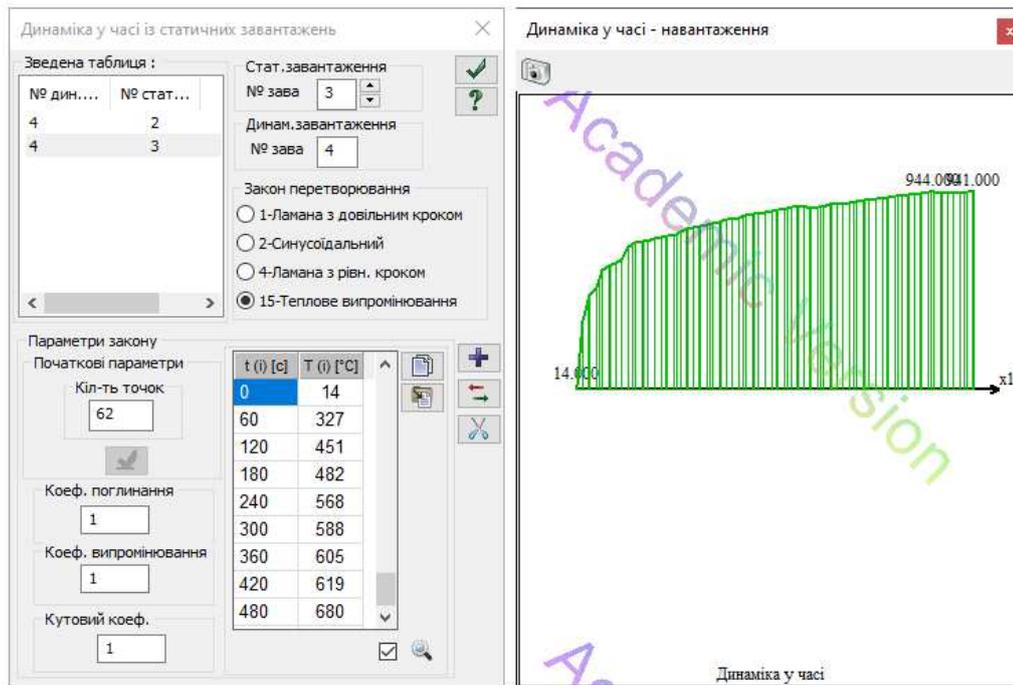


Рисунок 4.11 – Вікно задання теплового навантаження від пожежі

Після завершення налаштувань скінченно–елементної моделі проведено теплотехнічний розрахунок при впливі пожежі протягом 62 хвилин з визначенням розподілу температурних полів, результати якого наведено на рисунку 4.12.

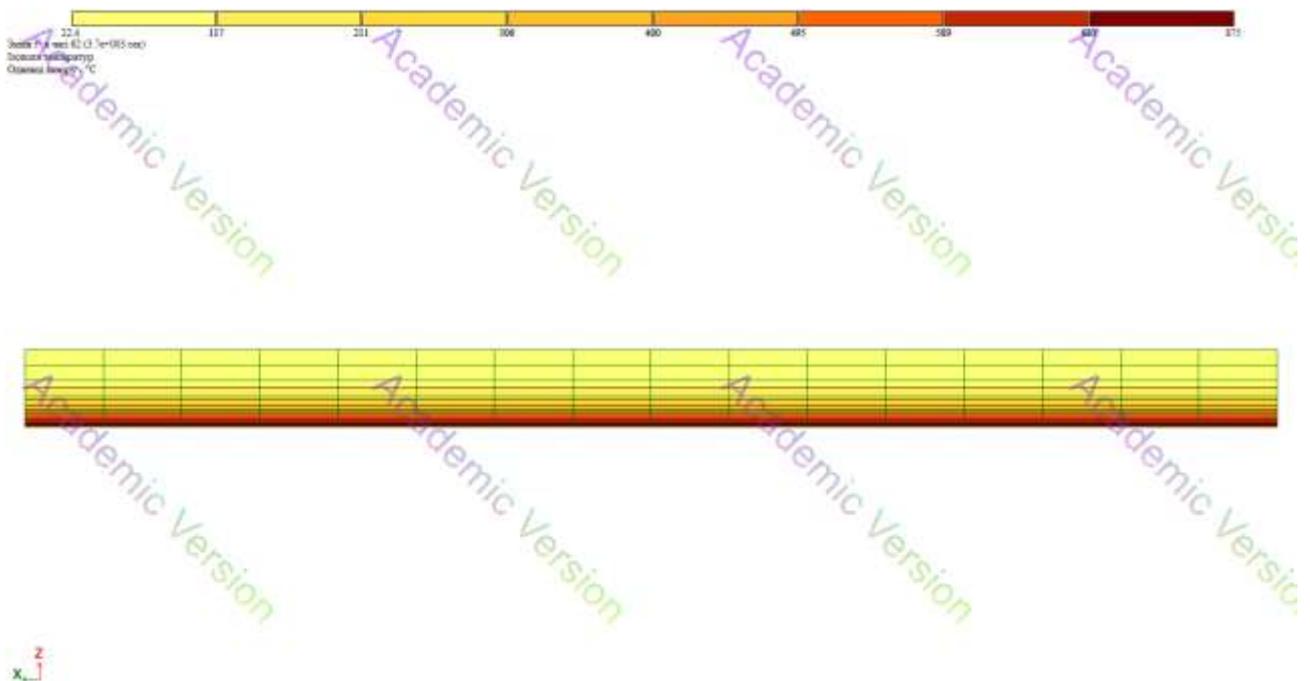


Рисунок 4.12 – Ізополя розподілу температури на час 62 хвилин

Порівняння результатів розв'язання теплотехнічної задачі із натурними вимірюваннями (термопари T1–T5 на необігрівній поверхні) показало їхню збіжність. Порівняльні графіки середніх температур на поверхні за результатами випробувань та комп'ютерного моделювання наведено на рисунку 4.13.

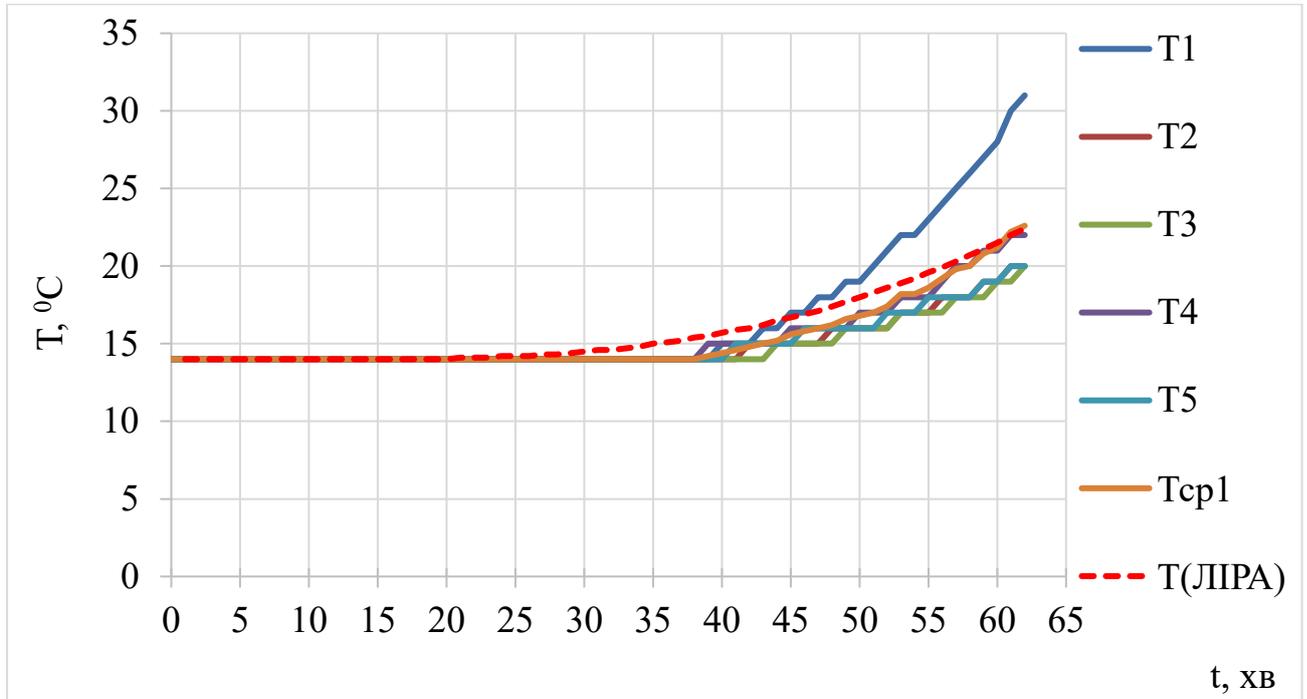


Рисунок 4.13 – Порівняльні графіки середніх температур на поверхні за результатами випробувань та комп'ютерного моделювання

Середня температура необігрівної поверхні за результатами моделювання становила 22,4 °C, за результатами випробувань – 23 °C. Різниця між отриманими значеннями становить близько 2,6 % відносно результатів випробувань, що свідчить про незначне відхилення між розрахунковими та експериментальними даними. Встановлена збіжність підтверджує адекватність розробленої моделі та забезпечує можливість подальшого визначення міцнісних характеристик матеріалів, залежних від температури, на основі отриманих температурних полів.

Для порівняння прогинів плити виконано розв'язання міцнісної задачі з урахуванням зниження міцнісних характеристик бетону та арматури, а також

температурного розширення бетону й видовження арматури при підвищених температурах.

Для розрахунків побудовано об'ємну скінченно–елементну модель плити, яка наведена на рисунку 4.14, у якій враховано закони нелінійної поведінки бетону та арматури за підвищених температур, розміщення арматури та її тип, умови закріплення, корисне навантаження.

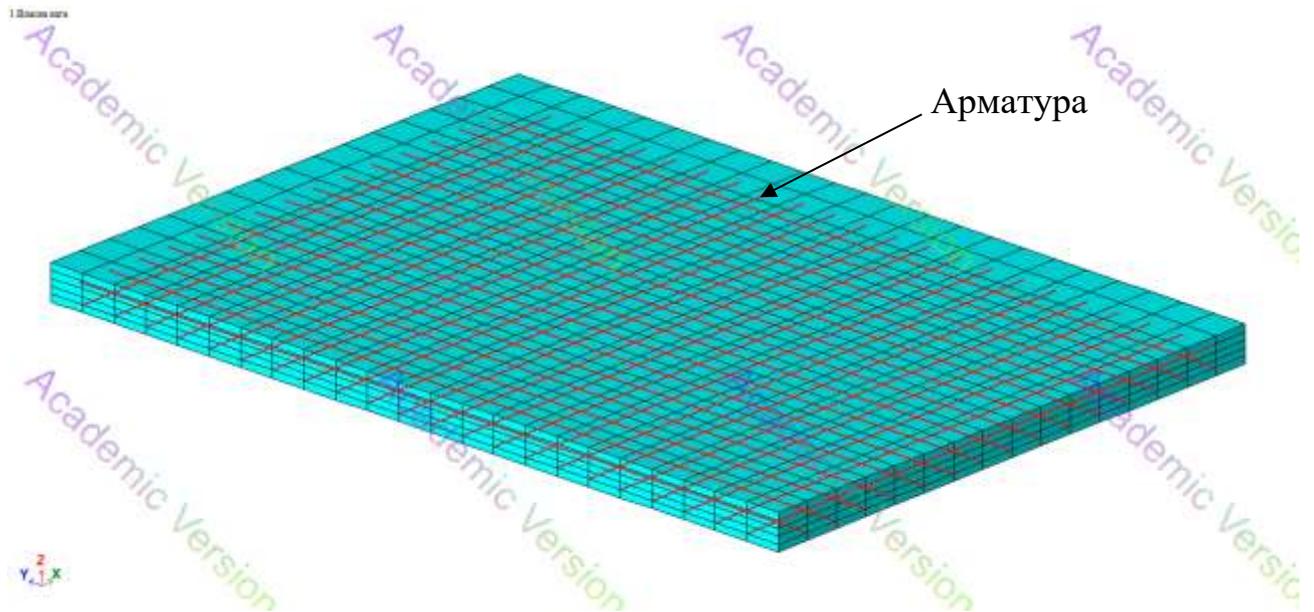


Рисунок 4.14 – Об'ємна скінченно–елементна модель плити

Вихідні значення міцності та деформативності матеріалів прийняті відповідно до ДБН В.2.6–98 та ДСТУ Б В.2.6–156 для бетону класу С25/30 і арматури класу А500С, значення яких наведено у таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Характеристичні значення міцності та деформативності бетону й арматури

Бетон класу С25/30						Арматура класу А500С			
T, °C	$f_{ck,prism}$ (МПа)	$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	E_{cm} (МПа)	$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	f_{yk} (МПа)	E_s (МПа)	E_s (МПа)	ε_{ud} (‰)
20	22	1,8	32000	1,76	3,55	400	210000	210000	0,02

Для застосування понижуючих коефіцієнтів до характеристик матеріалів було виконано визначення температурних полів прогріву бетону з часовим кроком – 5 хв. Це дало змогу встановити динаміку зміни температури в товщі залізобетонної конструкції впродовж усього періоду розрахунку.

Графічне зображення просторового розподілу температурних полів у плиті на 62-й хвилині нагріву наведено на рисунку 4.15, що відображає характер розподілу температури вглиб бетону.

Для шарів бетону товщиною 20, 40, 80, 120, 160 та 200 мм, а також для захисного шару арматури товщиною 34 мм визначено відповідні усереднені температури.

Отримані дані зведено у таблицю 4.3, яка використовувалась для подальшого врахування температурних впливів при визначенні міцнісних характеристик матеріалів.

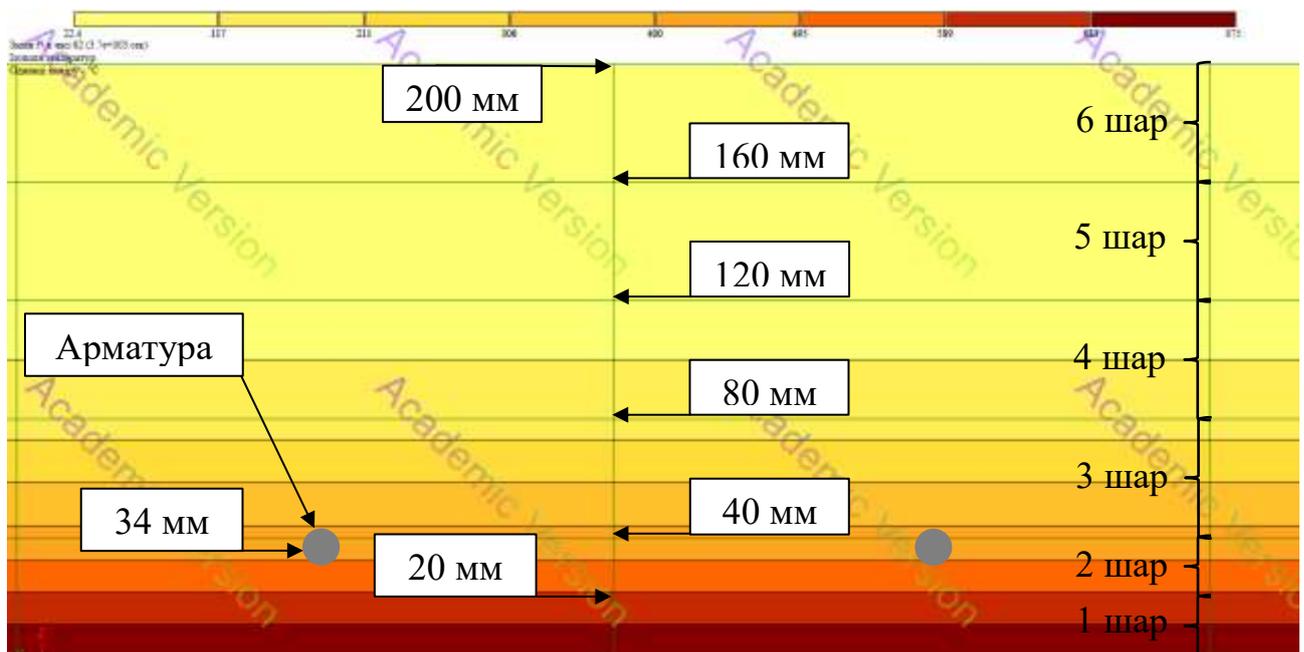


Рисунок 4.15 – Графічне зображення розподілу температурних полів в конструкції на 62 хвилині

Таблиця 4.3 – Значення розподілу температури по температурним шарам в часі

№ шару	Відстань, мм	Час, хв.							
		0	5	10	20	30	40	50	62
		Температура, °С							
1	20	14	272	405	449	487	545	562	589
2	34	14	101	142	197	287	356	412	451
3	40	14	29,3	80,2	174	253	302	361	426
4	80	14	14,6	19,2	41,7	72	95	128	167
5	120	14	14	14,3	17,6	25,5	35,8	48,6	67,1
6	160	14	14	14	14,4	15,8	18,8	23,3	30,9
7	200	14	14	14	14,1	14,5	15,7	18	22,4

Понижувальні коефіцієнти, температурне розширення бетону та видовження арматури, визначені згідно з вимогами ДСТУ–Н Б EN 1992–1–2, із використанням лінійної інтерполяції між табличними опорними точками.

У таблицях 4.4, 4.5 наведені знижені значення міцності та деформативності бетону й арматури по шарах залізобетонної монолітної плити на глибині від 20 до 200 мм для бетону та 34 мм для арматури при температурному впливі протягом 62 хв. Застосовано експоненціальний закон нелінійного деформування бетону та кусково–лінійний закон для опису нелінійного деформування арматурних включень.

Таблиця 4.4 – Знижені характеристики бетону залежно від температури нагрівання

Відстань від низу, мм	T, °С	$k_c(\theta)$	$f_{ck,\theta}$, МПа	$k_{E_c}(\theta)$	$E_{cm\theta}$, МПа	$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	$a_{c,\theta}$, $С^{-1} \times 10^{-6}$
20	589	0,47	10,3	0,32	10400	23,9	34,7	17,3

Продовження таблиці 4.4

40	426	0,7	15,4	0,56	18200	11,3	30,7	13,4
80	167	0,97	21,3	0,83	26975	5	24,2	9,7
120	67,1	1,0	22,0	0,94	30550	3,4	21,8	9,1
160	30,9	1,0	22,0	0,99	32175	2,7	20,3	9,1
200	22,4	1,0	22,0	0,99	32175	2,5	20,1	9,1

Таблиця 4.5 – Знижені характеристики арматури залежно від температури нагрівання

Відстань від низу до арматури, мм	T, °C	$k_{sy}(\theta)$	$f_{yk,\theta}$, МПа	$k_{sp}(\theta)$	$f_{sp,\theta}$, МПа	$k_{E_s}(\theta)$	$E_{s\theta}$, МПа	$a_{s,\theta}$, $^{\circ}\text{C}^{-1}\times 10^{-6}$
34	451	0,89	445	0,65	195	0,69	145000	15,6

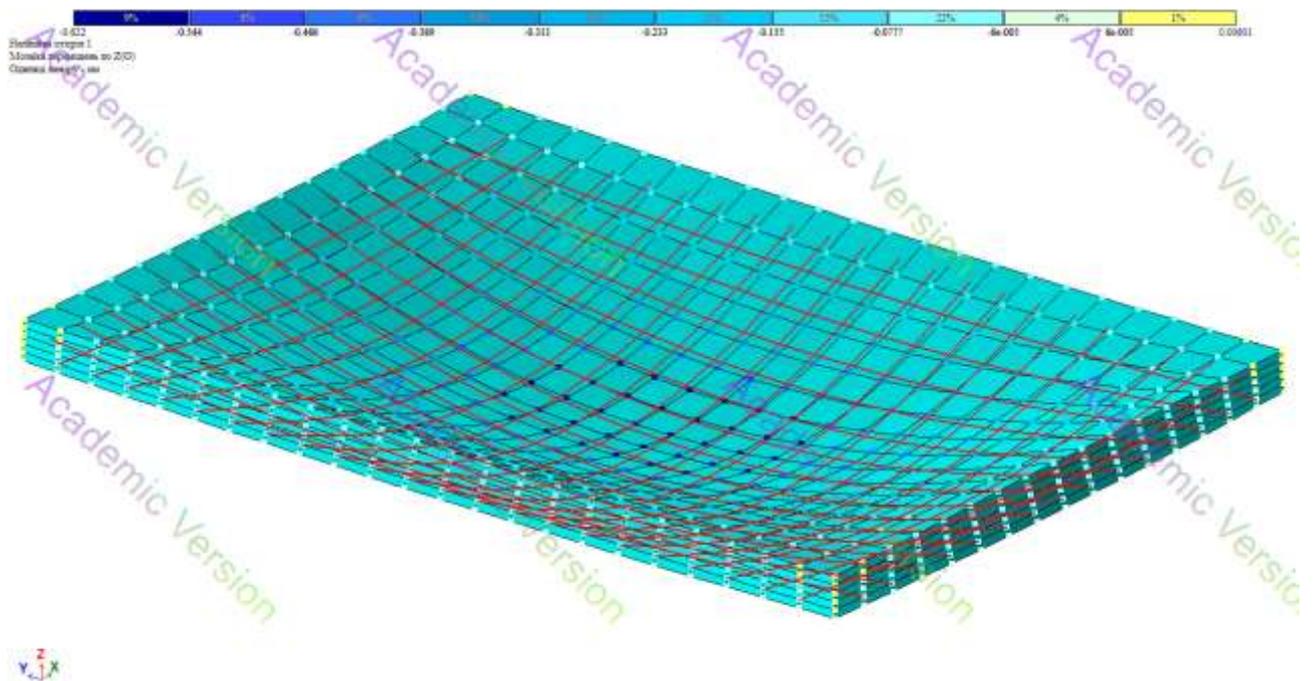


Рисунок 4.16 – Мозаїка прогинів об’ємної скінченно–елементної моделі монолітної залізобетонної плити за результатами комп’ютерного моделювання

Результати чисельного аналізу об'ємної скінченно–елементної моделі залізобетонної плити продемонстрували суттєву розбіжність із даними натурального експерименту.

Ключовою причиною є функціональне обмеження програмного комплексу ЛІРА–САПР, для тривимірних об'ємних елементів – не реалізовано врахування температурних деформацій матеріалів (для бетону – лінійне теплове розширення з коефіцієнтом $\alpha_{c,\theta}$, для арматури – видовження з коефіцієнтом $\alpha_{s,\theta}$).

Відповідно, відсутність врахування температурної деформації призводить до невідтворення температурних напружень від сумісної роботи бетону й арматури під час нагрівання, та, як наслідок, до виявленої розбіжності між моделлю та експериментом.

Для врахування ефекту теплового розширення бетону та видовження арматури без зміни геометрії й граничних умов побудовано альтернативну модель на базі фізично нелінійного універсального оболонкового СКЕ типу 241 (прямокутний).

Зазначений елемент підтримує задання температурних деформацій (нагрівання/охолодження) до поля пластин. З метою контролю адекватності роботи об'ємних і площинних (оболонкових) скінченних елементів здійснено порівняльний аналіз прогинів від температурного впливу для кожної з моделей за ідентичних граничних умов, без урахування температурного розширення та видовження матеріалів.

Для пластини було призначено знижені характеристики згідно з вимогами ДСТУ–Н Б EN 1992–1–2, відповідно до середньої температури стисненої зони бетону перекриття, за результатами температурного розподілу становила в середньому 220 °С.

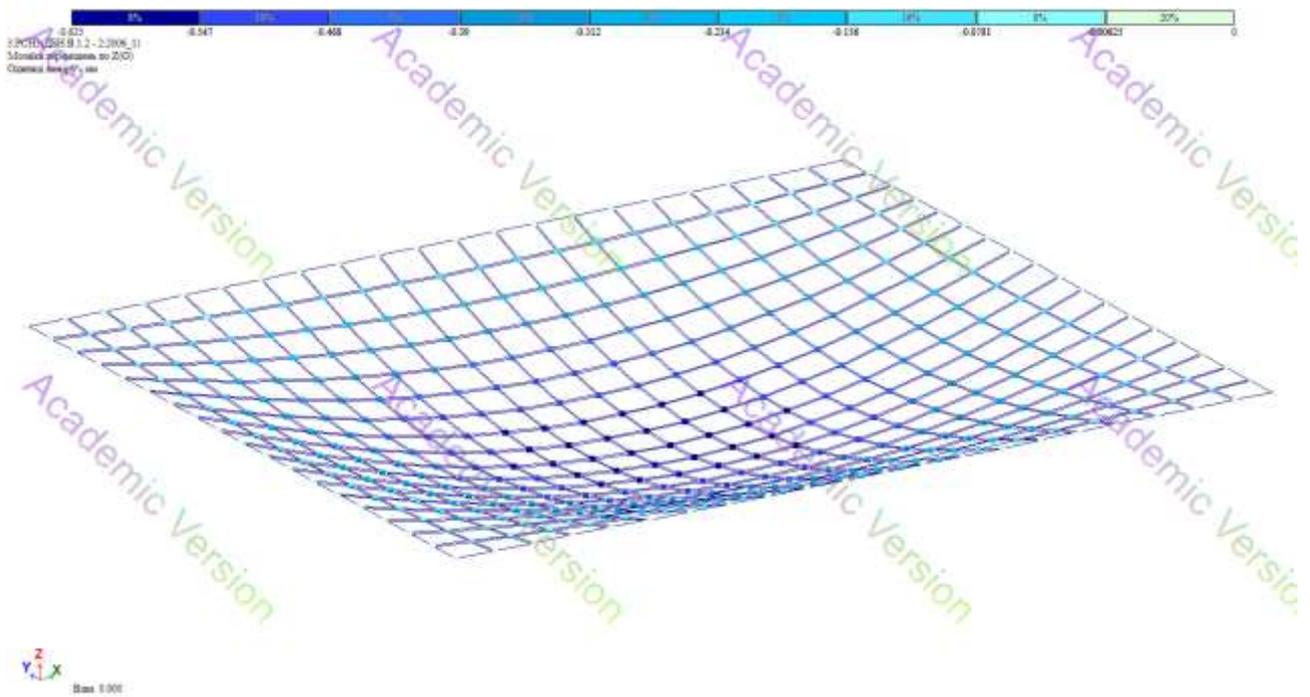


Рисунок 4.17 – Мозаїка прогинів скінченно–елементної моделі пластини монолітної залізобетонної плити за результатами комп’ютерного моделювання

Порівняння результатів прогину плити, отриманих для об’ємної скінченно–елементної моделі (рисунок 4.16) та оболонкової (пластинчастої) постановки (рисунок 4.17), засвідчило високий рівень збіжності, похибка становила 0,48 %.

Отримані результати підтверджують можливість подальшого застосування площинних (оболонкових) скінченних елементів для проведення розрахунків напружено–деформованого стану плити при пожежі.

З метою врахування непрямих впливів на конструкцію було прикладено додаткове навантаження «температурний вплив по полю пластини» із зазначенням коефіцієнта температурного розширення, температури із обігрівної та необігрівної частини пластини, визначених на підставі теплотехнічного розрахунку.

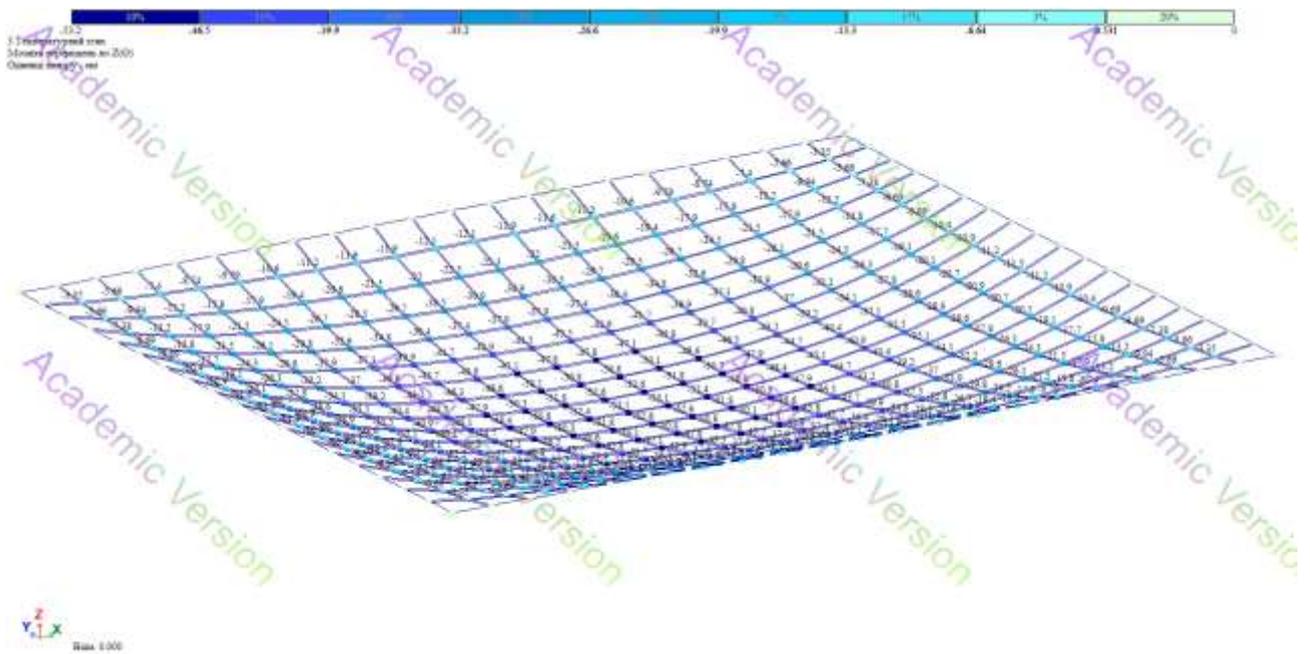


Рисунок 4.18 – Мозаїка прогинів скінченно–елементної моделі пластини монолітної залізобетонної плити за результатами комп’ютерного моделювання

У ході експерименту визначені максимальні прогини зразків № 1 і № 2 становили 62 мм та 46 мм відповідно, середнє значення – 56 мм. У комп’ютерній моделі прогин становив 53 мм (рисунок 4.18). Відносна похибка не перевищила 10 %, що відповідає прийнятному рівню точності та підтверджує коректність моделі (рисунок 4.19).

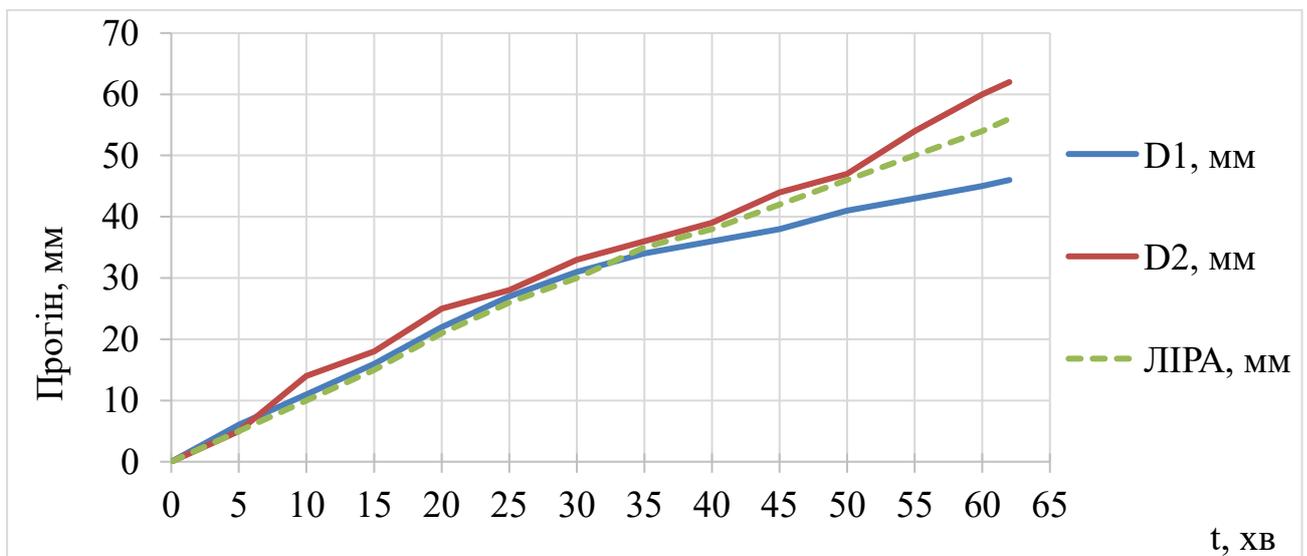


Рисунок 4.19 – Порівняльні графіки прогинів за результатами експерименту та комп’ютерного моделювання

Отримані результати експериментальних досліджень та їх порівняння з даними комп'ютерного моделювання свідчать про високий рівень достовірності побудованої скінченно–елементної моделі монолітної залізобетонної плити перекриття.

Середня температура необігрівної поверхні за результатами моделювання становила 22,4 °С, за результатами натурних випробувань – 23 °С. Відхилення середніх значень між результатами натурних випробувань та комп'ютерного моделювання не перевищувало 2,6 %. Встановлена збіжність та її незначна похибка підтверджують достовірність розробленої моделі та її придатність для подальшого визначення міцнісних характеристик матеріалів, залежних від температури на основі отриманих температурних полів.

У частині оцінювання несучої здатності та деформативності конструкції також встановлено задовільну збіжність між результатами експериментальних випробувань і даних комп'ютерного моделювання. Середнє значення прогинів за результатами натурних випробувань становило 56 мм, тоді як у розрахунковій моделі – 53 мм. Відносна похибка становила 5,4 %, що відповідає прийнятному рівню точності для інженерних розрахунків. Виявлені відхилення пояснюються тим, що в моделі не враховано локальні особливості розміщення арматури, які в реальних конструкціях можуть істотно впливати на результат.

Дефлаграційний вибух створює на конструкції короткочасне динамічне навантаження з відомою часовою залежністю тиску $F_{\text{вибух}}(t)$, яка закладена в математичній моделі шляхом чисельного розв'язання системи рівнянь динамічної рівноваги. Статичний розрахунок, на якому виконувалась верифікація моделі, є частковим випадком загальної динамічної задачі, а отже – підтверджує коректність визначення жорсткості й напружено–деформованого стану, що використовуються і в динамічному аналізі. Ключовою передумовою застосування верифікованої статичної моделі до динамічного навантаження є те, що геометричні характеристики елементів (товщина плити, схема армування), граничні умови (схема обпирання, умови закріплення), а також температурний стан бетону й арматури при пожежі задаються однаково як у статичному, так і в

динамічному розрахунках. Розподіл жорсткості по товщині та по площі плити, вплив знижених міцнісних і деформативних характеристик матеріалів, а також локалізація зон пластичної роботи конструкції відтворюються тим самим чином, що й при статичному випробуванні. Додаткове введення у математичній моделі матриць мас та демпфування, яке реалізовано в комп'ютерній моделі ЛПА–САПР, не змінює вже підтвердженої адекватності опису напружено–деформованого стану, а лише дозволяє врахувати часовий характер навантаження від дефлаграційного вибуху. Окремо слід відзначити, що відомий у роботі часовий закон зміни навантаження від дефлаграційного вибуху дозволяє задати його у вигляді функції $P(t)$ безпосередньо в динамічному розрахунку. При цьому розрахунок виконується кроками за часом, і на кожному кроці розв'язується задача рівноваги з тією самою матрицею жорсткості, яка була перевірена шляхом порівняння зі статичним експериментом.

З урахуванням наведеного можна вважати обґрунтованим поширення отриманих результатів верифікації на статичне навантаження і на випадок динамічної дії від дефлаграційного вибуху, оскільки:

- використовується одна й та сама скінченно–елементна модель плити з ідентичними геометричними, конструктивними та температурними параметрами;

- матеріали у статичній та динамічній постановках є однаковими;

- статичний розрахунок є граничним випадком загальної динамічної задачі;

- розбіжність між експериментальними та розрахунковими даними у статичній постановці не перевищує прийнятних для інженерної практики меж, тому розроблена математична модель може вважатися придатною не лише для статичного навантаження, а й для оцінювання напружено–деформованого стану та граничних параметрів роботи монолітних залізобетонних конструкцій за дії динамічного навантаження від дефлаграційного вибуху.

Таким чином, проведена верифікація підтверджує, що реалізована в програмному комплексі ЛПА–САПР математична модель, забезпечує

достовірне відтворення фізико–механічних процесів у залізобетонних плитах перекриття під дією пожежного та динамічного навантаження може бути застосована не лише для окремої конструкції, а й для конструктивної системи в цілому.

4.2. Верифікація математичної моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі

Для оцінювання адекватності запропонованої математичної моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка дозволяє враховувати ефект взаємного опромінення між суміжними ділянками конструкцій, було проведено порівняння результатів чисельних розрахунків з даними експерименту вогневих випробувань залізобетонного вузла «колона–перекриття–балка» [91]. Схема випробувальної установки та руйнування бетону наведені на рисунку 4.20.

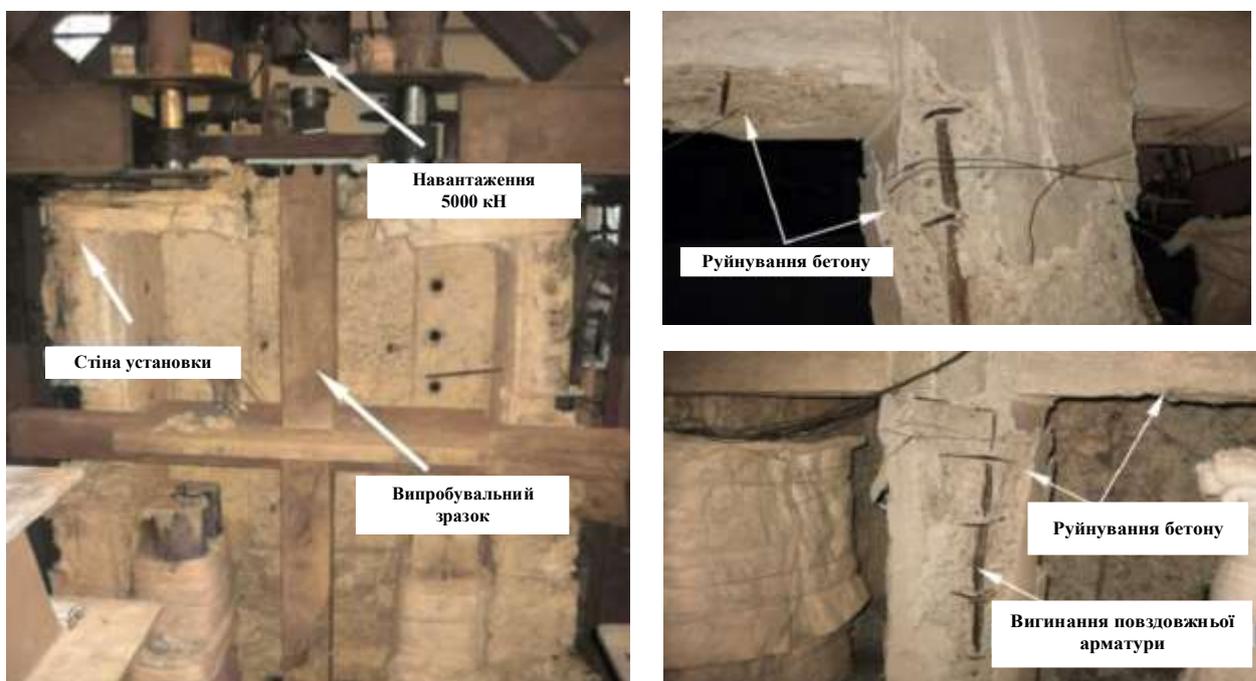


Рисунок 4.20 – Схема установки та результати випробувань [91]

Випробувальний зразок складався із трьох основних елементів: залізобетонної колони висотою 3800 мм і перерізом 300x300 мм, залізобетонної балки довжиною 3900 мм, шириною 200 мм та висотою 300 мм, а також залізобетонного перекриття довжиною 2200 мм, шириною 1000 мм з товщиною 100 мм. Для відтворення умов пожежі конструкції були піддані температурному впливу у вогневій печі, яка створювала стандартний температурний режим відповідно до стандарту ISO–834. Вимірювання температур проводилося за допомогою термопар, які були встановлені в об'ємі залізобетонної балки та колони на глибині 30 мм від поверхні відповідно до схеми розташування наведеної на рисунку 4.21.

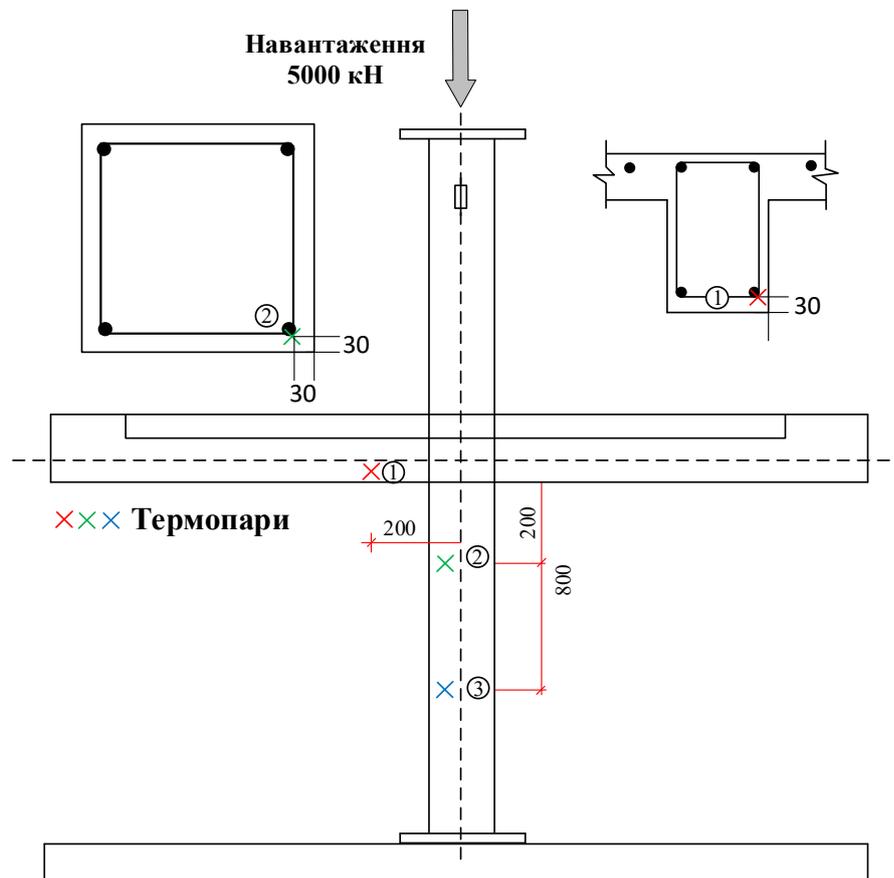


Рисунок 4.21 – Схема установки та розміщення термопар [91]

За результатами дослідження встановлено, що в зоні стику конструкцій та в прилеглих до неї ділянках спостерігається підвищення температури порівняно з іншими частинами конструкції вузла. Це явище

спричинене ефектом взаємного опромінення між сусідніми поверхнями конструктивних елементів, що призводить до додаткового нагрівання в цих зонах, наявність «періоду взаємного опромінення» для ділянки балки та колони на відстанях до 200 мм від зони стику, коли температура в цій зоні вища порівняно з ділянкою колони, розташованої на відстанях 800 мм. Середня різниця температур колони на відстані 200 мм і 800 мм від балки, становила в межах 23°C (рисунок 4.22). Виникнення різниць температур на одній і тій же конструкції, підтверджує правильність положень, закладених у математичній моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, в якій описано механізм врахування процесу взаємного опромінення.

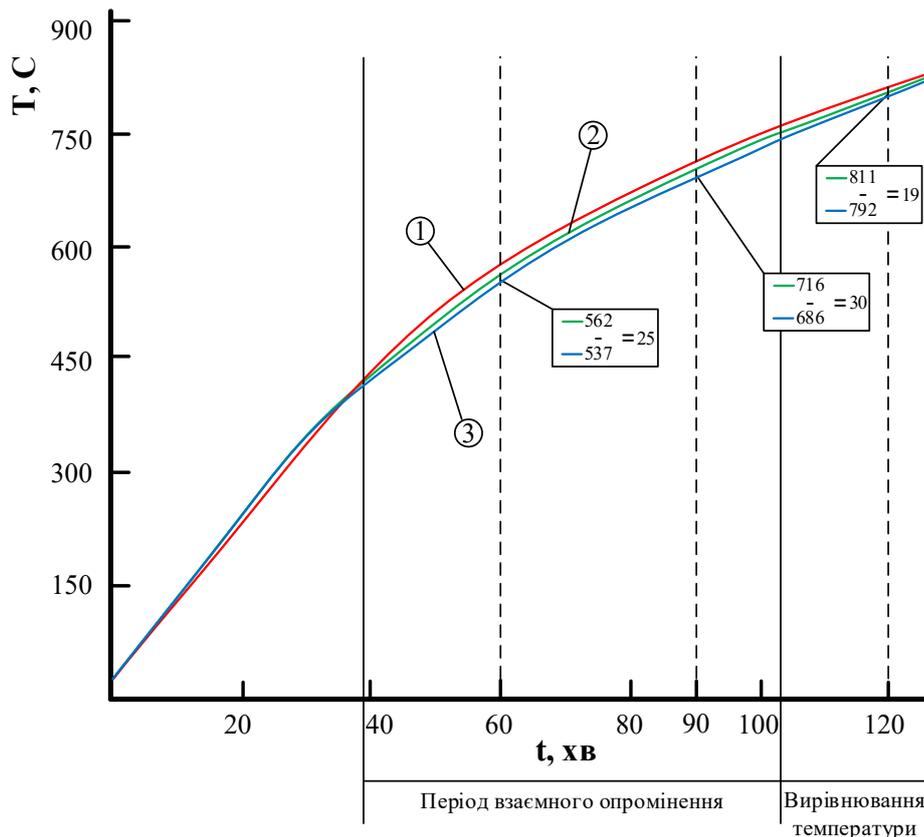


Рисунок 4.22 – Графіки різниці значень температури шару бетону на глибині 30 мм на різних відрізках часу у відповідних зонах: червона лінія – зона ділянки балки на відстані 200 мм від колони; зелена лінія – зона ділянки колони на

відстані 200 мм від балки; синя лінія – зона ділянки колони на відстані 800 мм від балки

Реалізація розробленої математичної моделі в програмному комплексі ЛІРА–САПР здійснювалась у два етапи. На першому етапі відтворена аналогічно експерименту скінченно–елементну модель залізобетонного вузла (рисунок 4.23), задані теплофізичні властивості бетону відповідно до ДСТУ–Н Б EN 1992–1–2, а також задані параметри стандартного температурного режиму пожежі (конвекція, променевий теплообмін) згідно ISO–834 (режим аналогічний ДСТУ EN 1363–1).

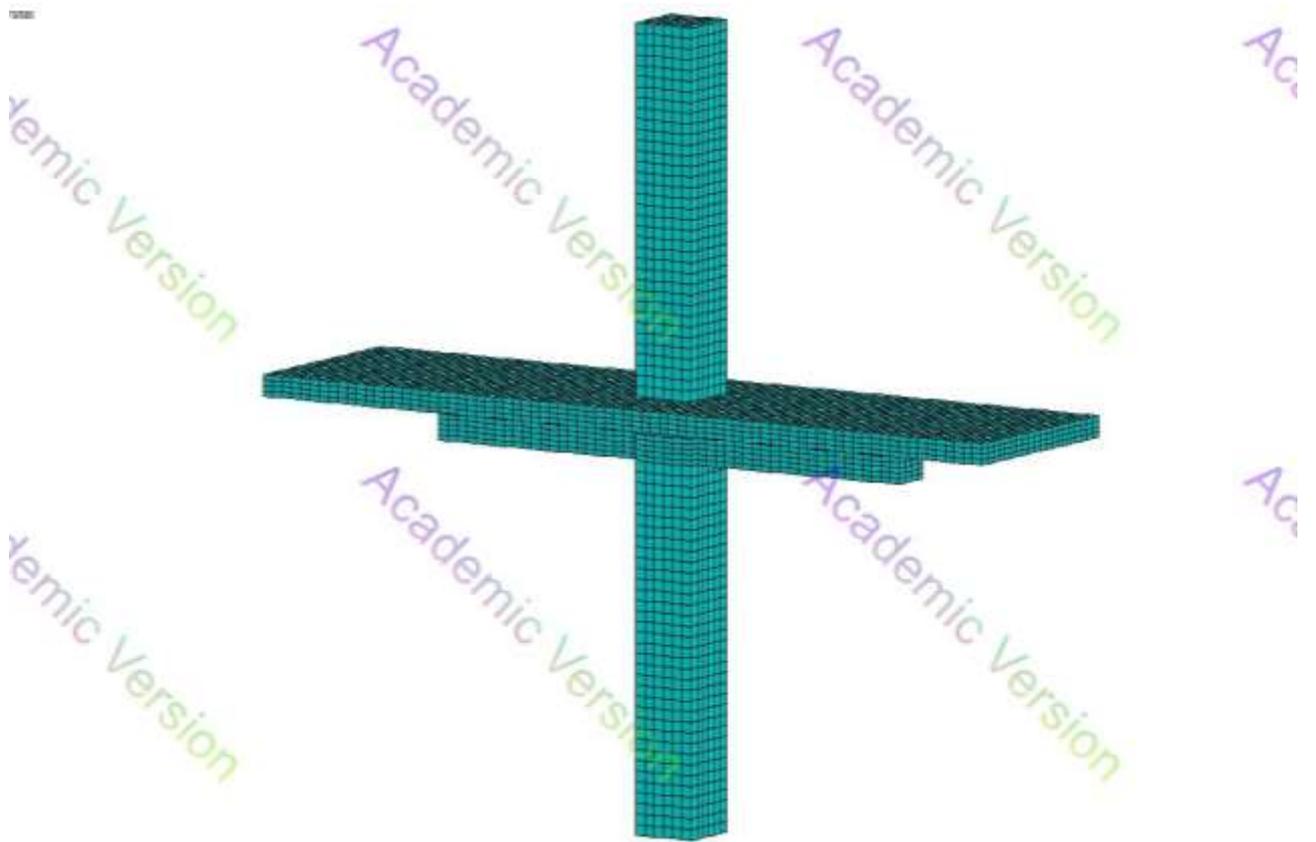


Рисунок 4.23 – Скінченно–елементна модель залізобетонного вузла «колона–перекрыття–балка»

Для створеної просторової моделі вузла «колона–перекрыття–балка» було виконано теплотехнічне моделювання без урахування ефекту взаємного опромінення, що дозволило отримати початкові температурні профілі для окремих елементів конструкції (рисунок 4.24).

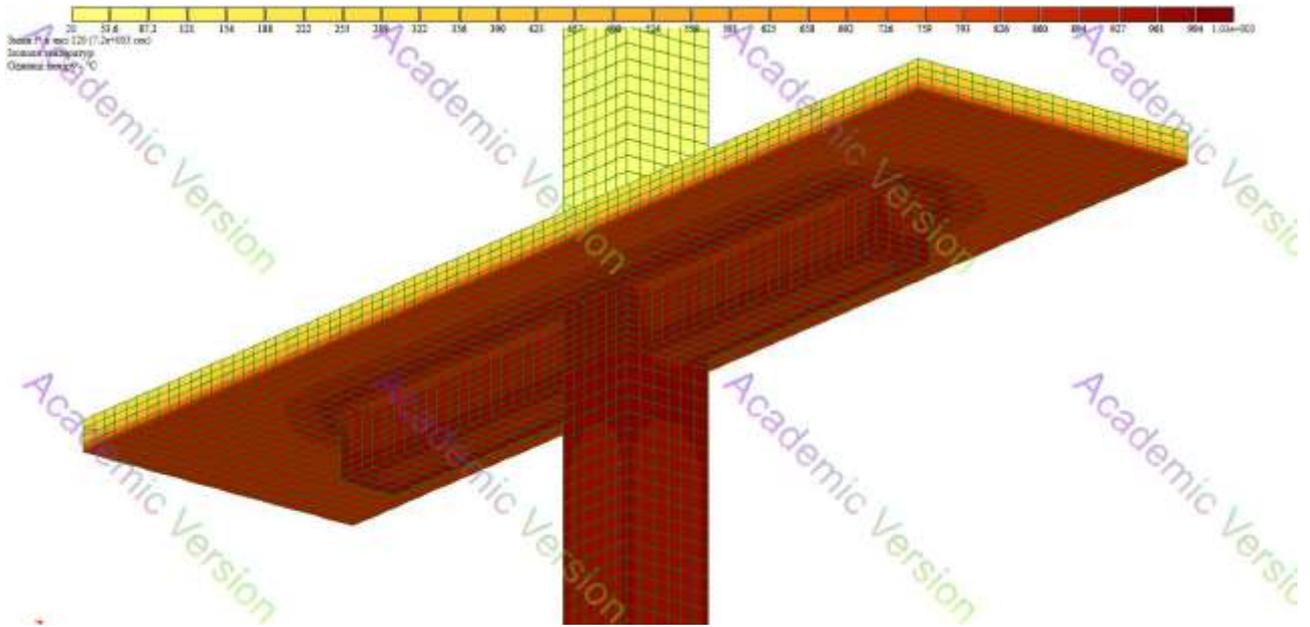


Рисунок 4.24 – Зображення розподілу температурних полів у вузлі

На підставі проведеного чисельного моделювання було визначено температуру в чотирьох контрольних точках на глибині 1 см від поверхні конструкції (рисунок 4.25).

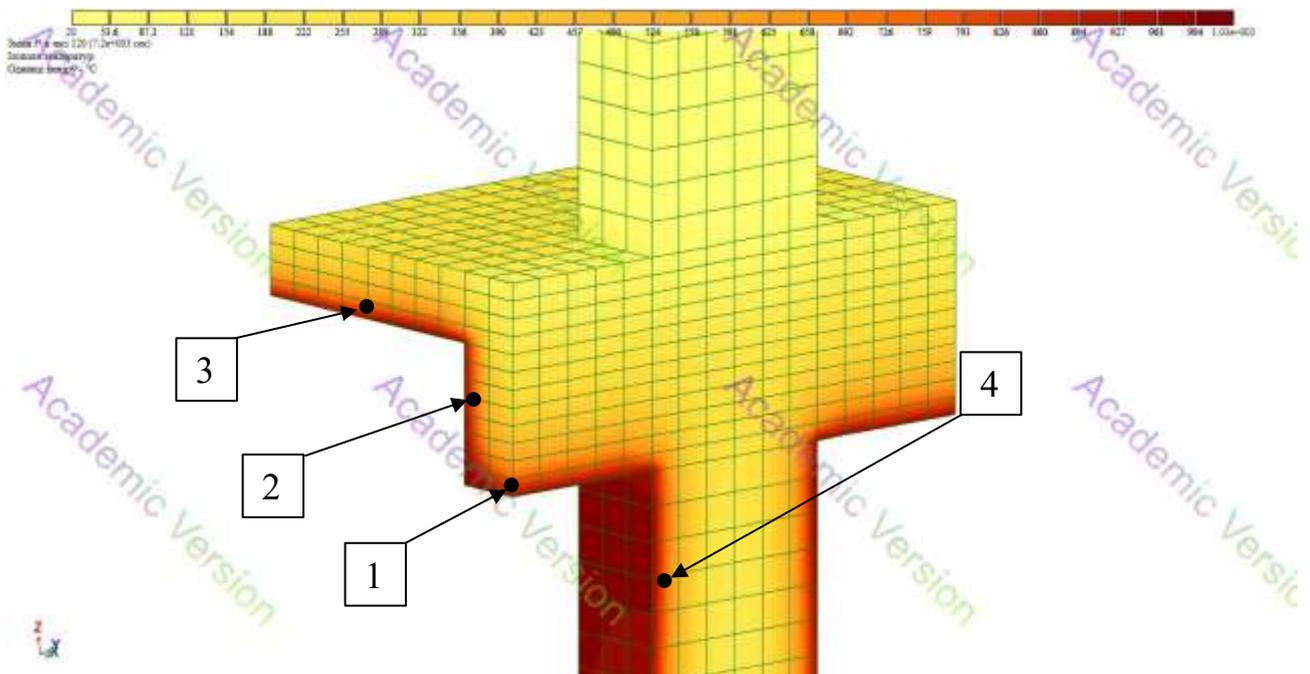


Рисунок 4.25 – Розподіл температури у фрагменті монолітного залізобетонного вузла колона–перекриття з точками виміру температури: 1) нижня сторона балка; 2) бік балки; 3) переkritтя; 4) колона

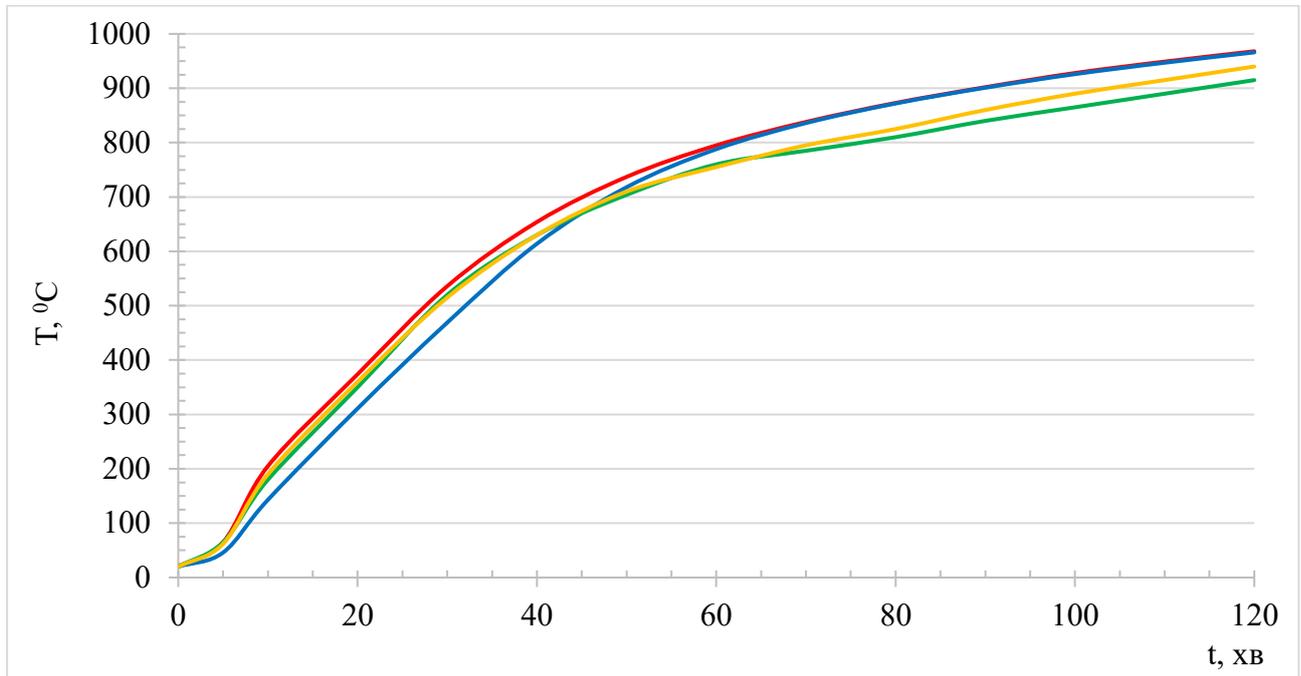


Рисунок 4.26 – Графік зміни температури бетону на глибині 1 см від поверхні конструктивних елементів за результатами чисельного моделювання: 1 – нижня грань балки (червона крива); 2 – бічна грань балки (синя крива); 3 – нижня грань переkritтя (зелена крива); 4 – колона на відстані 200 мм від переkritтя (помаранчева крива).

Шляхом проведення аналізу отриманих результатів чисельного моделювання залізобетонного вузла «колона–переkritтя–балка» (рисунок 4.26) визначено нерівномірність прогріву шару бетону на глибині 1 см для конструкцій вузла.

Так, протягом 60 хвилин після початку теплового впливу на вузол, температура елементів суттєво не відрізняється, в подальшому спостерігається збільшення різниці температури між елементами: середня температура бетону в зоні балки перевищувала середню температуру бетону в колоні приблизно на 48 °C; середня температура бетону балки була вищою за середню температуру

бетону перекриття приблизно на $62\text{ }^{\circ}\text{C}$; середня температура бетону колони перевищувала середню температуру бетону перекриття приблизно на $25\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Порівняння температур бетону, виміряних термопарами на глибині 30 мм від поверхні залізобетонної колони, розташованої на відстані 800 мм від балки, де ефект взаємного опромінення майже відсутній, з результатами чисельного моделювання показало задовільну кореляцію між чисельними розрахунками та експериментальними даними (рисунок 4.27).

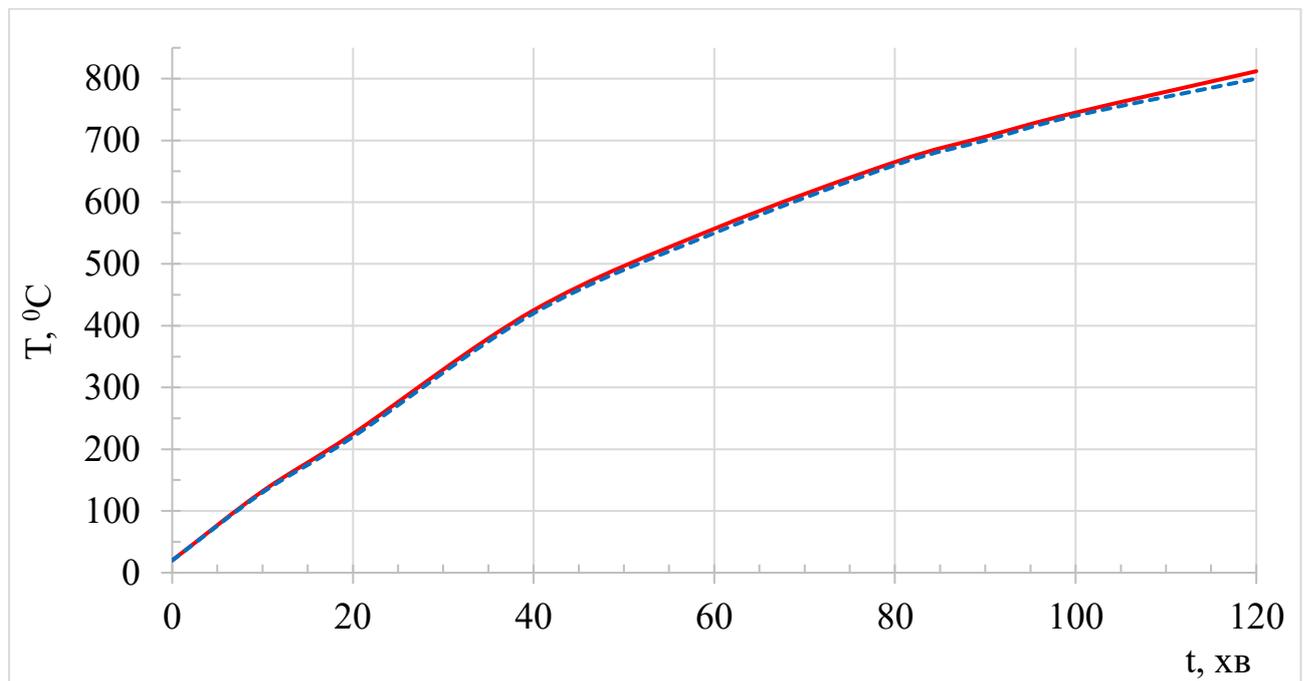


Рисунок 4.27 – Порівняння температурних значень, виміряних термопарами під час випробування (червона лінія) та у чисельному експерименті (синя лінія) в залізобетонній колоні на відстані 800 мм від балки

Виходячи з результатів, представлених на рисунку 4.27, можна зробити висновок, що побудова та коректне задання граничних умов у комп'ютерній моделі програмного комплексу «ЛІРА-САПР» є правильними. Це підтверджується високим рівнем узгодженості між експериментальними та чисельними даними, що свідчить про адекватність розробленої чисельної моделі, при цьому похибка не перевищує 10%.

Другим етапом чисельного експерименту було врахування ефекту взаємного опромінення між суміжними поверхнями конструктивних елементів. Однак, програмний комплекс ЛІРА–САПР не підтримує механізм радіаційного теплообміну безпосередньо.

Врахування ефекту взаємного опромінення в зоні стику конструкцій було здійснено наближеним чином, шляхом введення додаткового теплового навантаження. Цей потік визначався за допомогою формули 2.52 математичної моделі [118], що залежала від різниці температур на поверхні конструктивних елементів, які було визначено раніше та наведені на рисунку 4.26. Зони ділянок, до яких прикладався додатковий тепловий потік, наведено на рисунку 4.28.

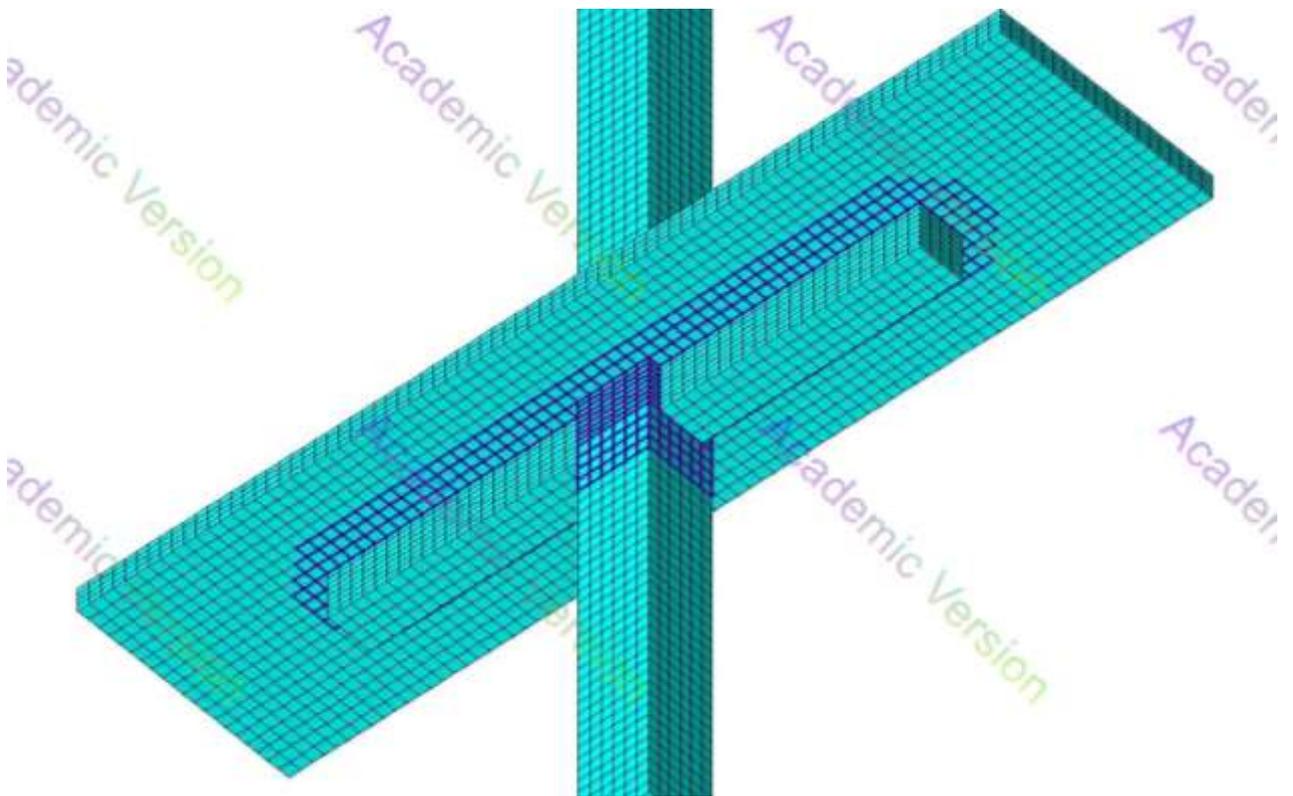


Рисунок 4.28 – Скінченно–елементна модель з виділеними елементами до яких прикладене додаткове теплове навантаження

Введення додаткового теплового потоку дозволило наблизити чисельне моделювання до реальних умов радіаційного теплообміну, незважаючи на обмеження програмного комплексу.

За результатами чисельного моделювання було визначено температуру в шарі бетону колони на відстані 30 мм в близькій зоні від балки (рисунок 4.29).

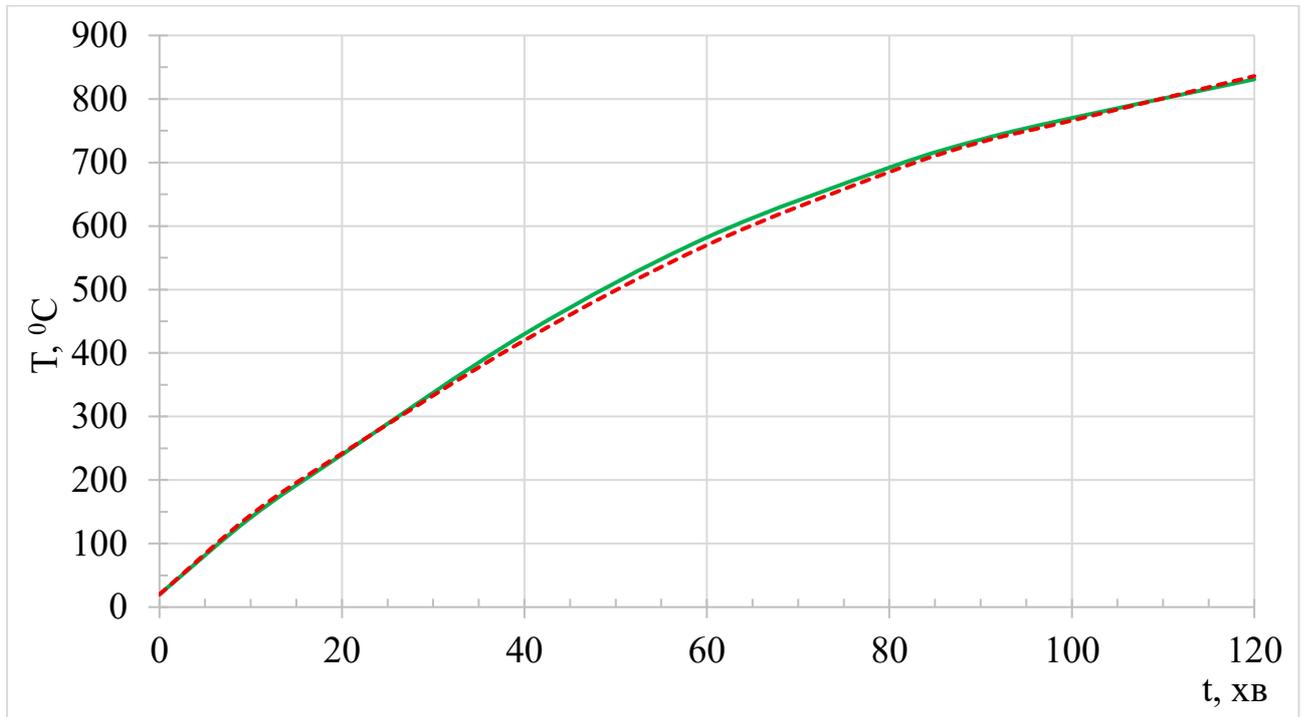


Рисунок 4.29 – Порівняння температурних значень, виміряних термопарами під час випробування (зелені лінії) та у чисельному експерименті (червоні лінії) на глибині 30 мм залізобетонної колони з урахуванням взаємного опромінення

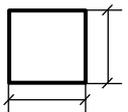
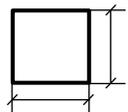
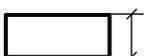
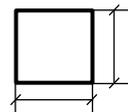
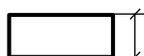
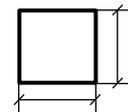
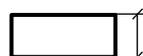
Порівняння розрахункових температурних полів, отриманих із урахуванням додаткового теплового потоку, результатами натурних випробувань показало незначну похибку, в середньому до 10 %. Така похибка пов'язана з не врахуванням в чисельній моделі процесу охолодження конструкцій через віддачу тепла, а також з неоднорідністю матеріалу конструкції, допущеними похибками вимірювальних приладів та середніми прийнятими значеннями додаткового теплового навантаження. Однак отримані результати не зменшують практичну цінність проведених досліджень і достовірність розробленої математичної моделі, а навпаки, підтверджують її придатність для точного розрахунку температурних полів у вузлах «колона–перекриття–балка» під час пожежі. Розроблена математична модель дозволяє

покращити точність проведення розрахунків для прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі.

4.3 Визначення ефективності методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху

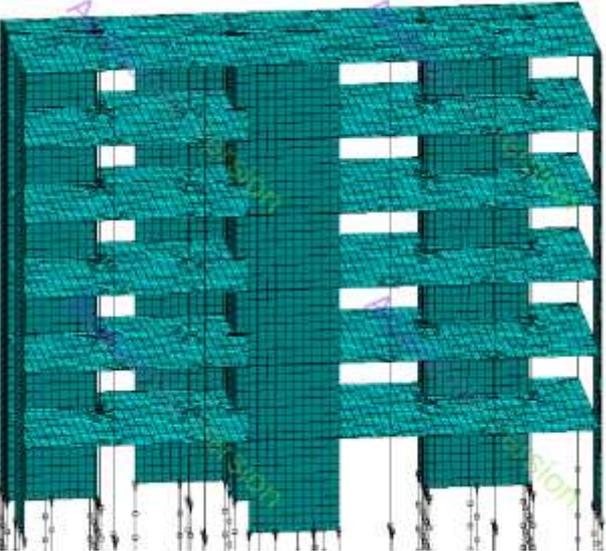
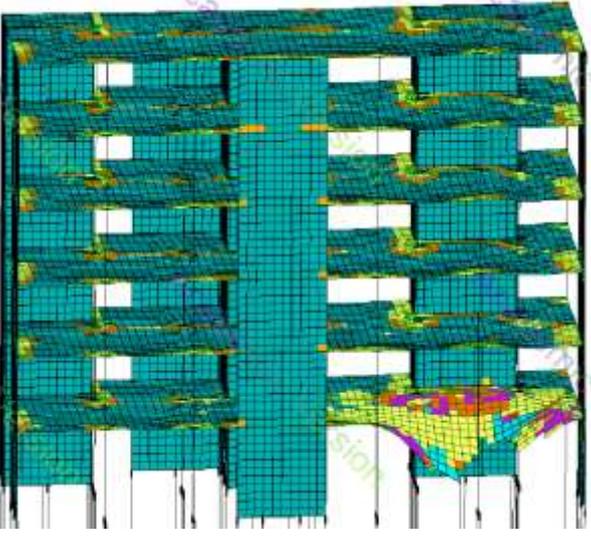
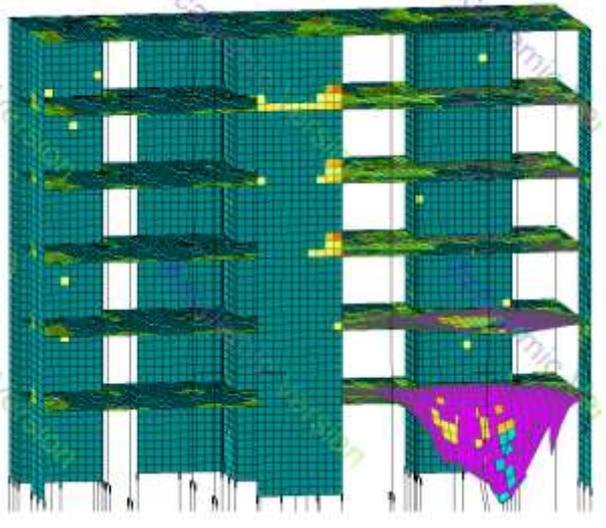
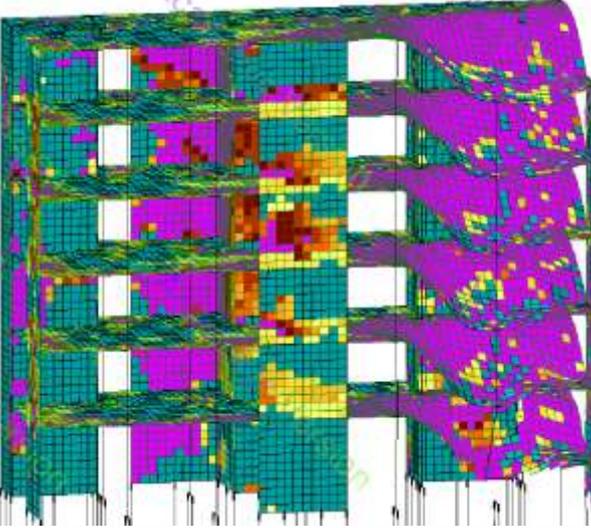
Оцінювання ефективності запропонованої методики виконано на прикладі шестиповерхової виробничої будівлі, яку було проаналізовано на стійкість до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі за стандартним температурним режимом тривалістю 60 хв та дії надлишкового тиску дефлаграційного вибуху величиною 15 кПа. Розрахунки проведено в програмному комплексі ЛІРА–САПР. За результатами чисельного моделювання встановлено, що будівля з монолітним залізобетонним каркасом, колонами перерізом 500 x 500 мм, плитами перекриття товщиною 220 мм та діафрагмами жорсткості товщиною 300 мм є стійкою до прогресуючого обвалення за прийнятих аварійних впливів. Для порівняння ефективності методики виконано три додаткові розрахунки, у яких початкові умови (параметри пожежі, вибуху, схема будівлі, навантаження, армування та характеристики матеріалів) залишалися незмінними, а варіювалися лише геометричні перерізи несучих елементів (таблиця 4.6).

Таблиця 4.6 – Геометричні перерізи несучих конструкцій у варіантах розрахункових моделей, мм

Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3	Варіант 4
 500  220	 500  200	 400  220	 500  180

Результати моделювання, що відображають характер початкового руйнування та масштаби пошкоджень будівлі для кожного варіанта наведено у таблиці 4.7.

Таблиця 4.7 – Результати моделювання будівлі за варіантами перерізів несучих конструкцій (зображення зон руйнування)

Початкове руйнування	Початкове руйнування
Поява тріщин в місцях з'єднання колон та перекриття	Незначне руйнування перекриття навколо колони
	
Варіант 1	Варіант 2
Початкове руйнування	Початкове руйнування
Руйнування колони першого поверху	Значне руйнування плити перекриття
	
Варіант 3	Варіант 4

Проведені розрахунки економічної вартості від впровадження розробленої методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху за допомогою програмного комплексу АВК-5 версія 3.4.1.1 (додаток В). Узагальнені техніко-економічні показники варіантів конструктивних рішень подано в таблиці 4.8.

Таблиця 4.8 – Техніко-економічні показники варіантів конструктивних рішень

Критерій порівняння/варіант виконання будівлі	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3	Варіант 4
Всього/зруйновано елементів, шт.	19777/9	19777/1205	19777/3204	19777/8474
Відсоток руйнування будівлі, %	$\leq 1\%$	6 %	16 %	43 %
Загальна вартість будівлі, грн.	14 814 841	14 754 810	14 851 020	14 414 186
Різниця вартості будівлі стійкої до прогресуючого обвалення, грн		- 60 031	- 36179	- 400 665
Прямі витрати у зв'язку із пошкодженням/руйнуванням, грн.	148 148	885 286	2 376 163	6 198 100

На рисунку 4.30 наведено розподіл відсотка руйнування будівлі за варіантами перерізів несучих конструкцій. Мінімальний рівень пошкоджень спостерігається для варіанта 1, де відсоток руйнування не перевищує 1 %. Для

варіантів 2 та 3 цей показник зростає відповідно до 6 % та 16 %, а у варіанті 4 досягає 43 %, що більш ніж у сорок разів перевищує значення для варіанта 1.

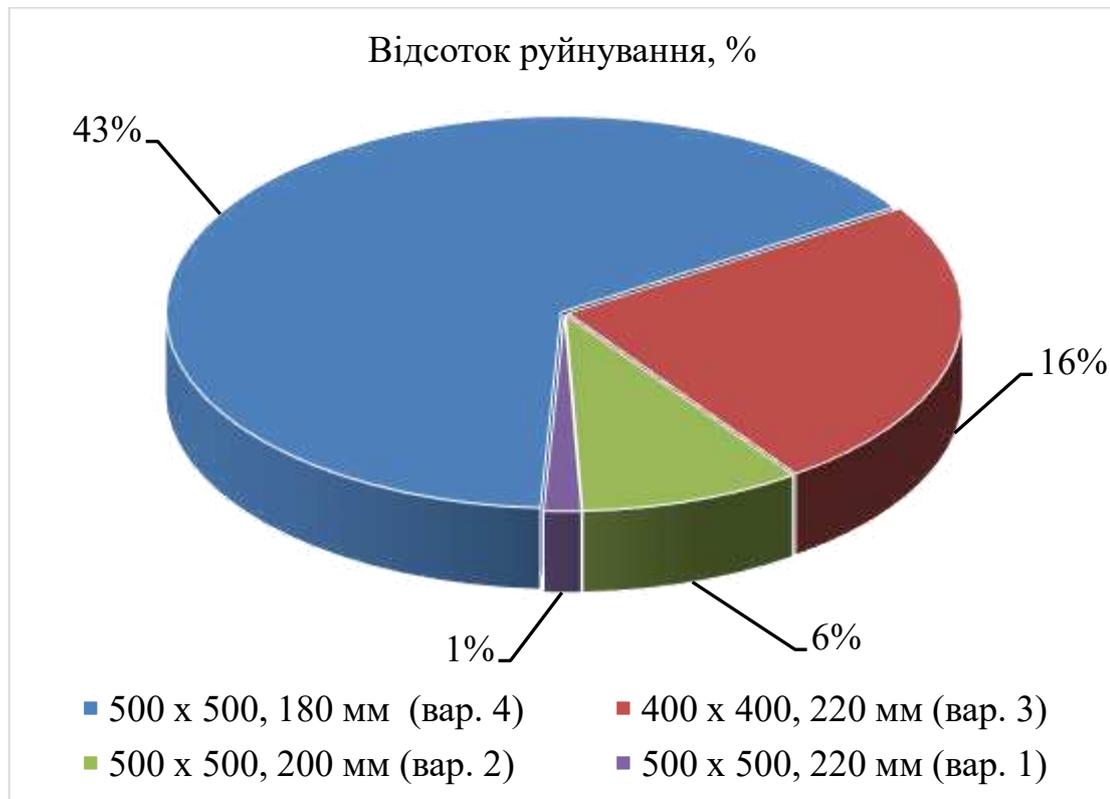


Рисунок 4.30 – Розподіл відсотка руйнування будівлі за варіантами перерізів несучих конструкцій

Для наочного порівняння отриманих результатів на рисунку 4.31 у вигляді кругової діаграми подано структуру прямих витрат, пов'язаних із пошкодженням/руйнуванням будівлі, за розглянутими варіантами перерізів несучих конструкцій. Найбільшу частку становлять витрати за варіантом 4, які досягають близько 65–70 % сумарних прямих витрат. Витрати за варіантом 3 становлять приблизно 25 % загального обсягу, тоді як варіанти 1 та 2 мають незначну частку у структурі витрат (близько 5–10 %). Такий розподіл підтверджує економічну доцільність застосування розробленої методики (варіант 1), оскільки впровадження додаткових заходів забезпечення стійкості дає змогу істотно зменшити можливі прямі витрати у разі розвитку прогресуючого обвалення.

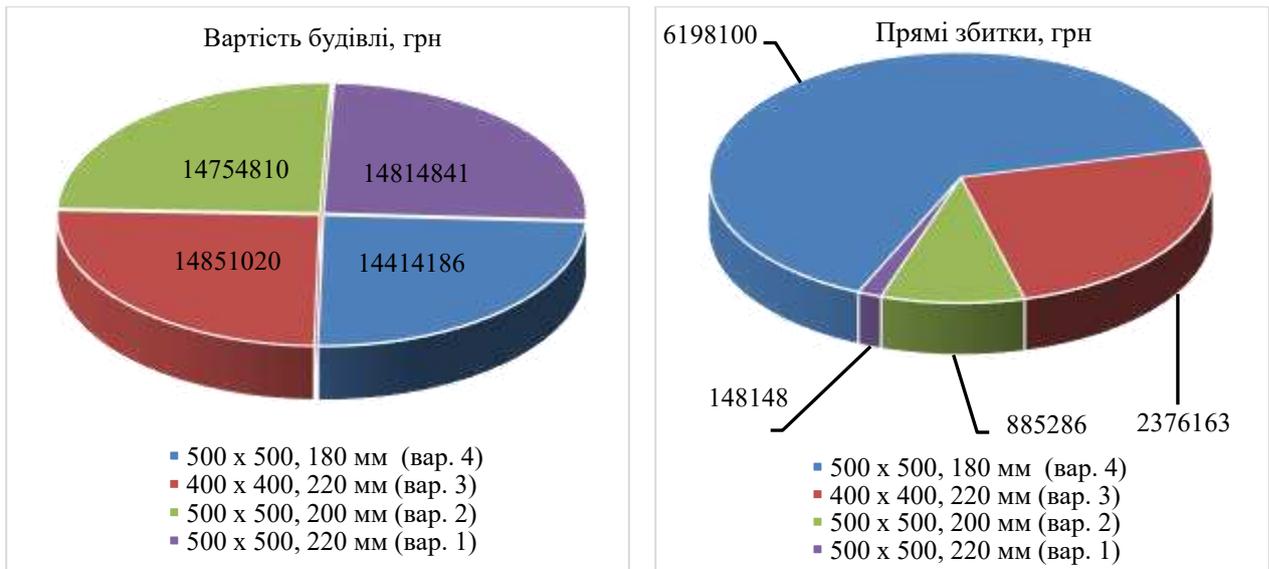


Рисунок 4.31 – Структура прямих витрат, пов’язаних із пошкодженням/руйнуванням будівлі, за варіантами перерізів несучих конструкцій

За результатами досліджень ефективності методики встановлено наступне: для конструктивної схеми будівлі «колона 500 x 500 мм – перекриття 220 мм» встановлено, що відсоток руйнування становить не більше 1 %, при цьому загальна вартість об’єкта складає 14,8 млн грн, а прямі витрати – 148 тис. грн. Розрахунки за вимогами чинних нормативних документів для проектних умов експлуатації (колона 400 x 400 мм, перекриття 220 мм; колона 500 x 500 мм, перекриття 180 мм) демонструють можливість економії загальної вартості будівництва в межах 100–400 тис. грн. Водночас у разі комбінованої аварійної ситуації (пожежа та дефлаграційний вибух), що призводить до прогресуючого обвалення, прямі витрати зростають від 800 тис. грн до 6 млн грн, а відсоток руйнування – від 6 % до 43 %. Найбільш критичними наслідками прогресуючого обвалення є загроза життю та здоров’ю громадян і співробітників аварійно-рятувальних служб, особливо в умовах воєнного часу, коли ризики комбінованих дій небезпечних чинників істотно зростають.

Запропонована методика дозволяє не лише забезпечити стійкість монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок

пожежі та дефлаграційного вибуху, але й дозволяє досягти економічного ефекту до 6 млн грн за рахунок зменшення можливих прямих витрат у разі аварійних ситуацій, а ефективність підтверджено шляхом порівняння проєктів, які розроблені за звичайними методами проєктування, орієнтованими переважно на забезпечення несучої здатності та стійкості будівлі за проєктних умов експлуатації.

Висновки до розділу 4

1. Перевірено достовірність математичних моделей прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій в умовах пожежі, розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі методом обчислювального експерименту та порівняння з експериментальними даними випробувань на вогнестійкість монолітних залізобетонних конструкцій. Відносна похибка не перевищила 10 %, що відповідає прийнятному рівню точності для можливості достовірних розрахунків.

2. Зроблений розрахунок кошторису підтверджує доцільність застосування розробленої методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху. Отримані результати свідчать, що прямі витрати у разі впровадження додаткових конструктивних або інженерно–технічних заходів, визначених за методикою (на прикладі виробничої будівлі), у 6 разів менші, ніж витрати, пов'язані з відновленням зруйнованої будівлі після розвитку прогресуючого обвалення. Таким чином, запропонована методика забезпечує не лише підвищення рівня пожежної безпеки, а й суттєве зменшення потенційних матеріальних збитків у разі виникнення комбінованих аварійних впливів – від 800 тис. грн до 6 млн грн.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В представленій роботі розв'язано актуальне науково–технічне завдання в галузі пожежної безпеки – забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху за рахунок використання під час проєктування положень розробленої методики, яка дозволяє визначати напружено–деформований стан конструктивної системи під впливом пожежі та вибуху, визначати зруйновані елементи, вживати конструктивні рішення або інженерно–технічних заходи з метою недопущення прогресуючого обвалення будівель.

1. Проаналізовано результати досліджень в області розрахунку та забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення залізобетонних будівель та споруд внаслідок пожежі та вибуху. Існуючі методики й комп'ютерні моделі прогнозування стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення не враховують особливості роботи конструктивної системи внаслідок дії пожежі та вибуху. Окремо слід виділити пожежі з подальшими вибухами, які найбільш характерні для виробничих будівель, де специфіка технологічного обладнання, використання горючих газів, легкозаймистих та горючих рідин, а також наявність пилу чи інших вибухонебезпечних матеріалів створюють підвищений ризик ініціювання дефлаграційних вибухів. Такі випадки, як правило, супроводжуються значними матеріальними збитками та людськими жертвами, що підкреслює актуальність подальших наукових досліджень прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі й дефлаграційного вибуху, розроблення ефективних методик забезпечення стійкості будівель, математичних та комп'ютерних моделей.

2. Розроблено математичні моделі для можливості прогнозування та забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель в умовах пожежі та дефлаграційного вибуху. Моделі враховують: нелінійні теплофізичні та механічні характеристики матеріалів, температурні режими пожеж, нелінійність законів деформування матеріалів, уточнені фактичні аналітичні залежності

міцності, модуля пружності бетону, а також коефіцієнтів зменшення міцності арматури при дії підвищених температур на основі даних натурних досліджень інших дослідників, вплив динамічного навантаження від дефлаграційного вибуху; просторову теплову сумісну взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінювання поверхонь. У межах нового підходу враховується, що нагріті поверхні є додатковими джерелами випромінювання, що сприяє підвищенню температури конструкцій у близькій зоні з'єднання, а також одночасно охолоджуються через теплові втрати на взаємне опромінення. Враховано характер зчеплення, щільність монолітного стику. У результаті модель дозволяє точно відобразити розподіл температури в місці з'єднання конструкцій, включаючи додатковий локальний нагрів шляхом взаємного опромінення.

3. Розроблено методику забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху, яка базується на розроблених математичних моделях та передбачає визначення напружено-деформованого стану конструктивної системи під впливом пожежі та вибуху, визначення зруйнованих елементів, вжиття конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів з метою недопущення прогресуючого обвалення будівель. Виконано програмну реалізацію методики в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Проведено розрахунок шестиповерхової монолітної залізобетонної будівлі на стійкість її до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі яка розвивалася за стандартним температурним режимом протягом 60 хвилин та дії дефлаграційного вибуху з надлишковим тиском вибуху 15 кПа. За результатами розрахунку було отримано такі зміни напружено-деформованого стану будівельних конструкцій: прогин обігрівної поверхні перекриття збільшується у 2,6 рази (до 16,9 мм) під час пожежі та у 8,3 рази (до 55,8 мм) при подальшому дефлаграційному вибуху. Верхня плита перекриття поверху зазнає зворотного переміщення від прогину вниз 16,9 мм до підйому вгору до 14,4 мм. Руйнування несучих елементів не виявлено, що підтверджує здатність використання запропонованої методики для забезпечення

стійкості будівель до прогресуючого обвалення в умовах комбінованих аварійних впливів.

4. Проведена перевірка достовірності розроблених математичних моделей шляхом порівняння результатів чисельного розрахунку з експериментальними даними випробувань на вогнестійкість монолітних залізобетонних конструкцій засвідчила, що відносна похибка не перевищує 10 %. Зроблений розрахунок кошторису підтверджує доцільність застосування розробленої методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху. Отримані результати свідчать, що прямі витрати у разі впровадження додаткових конструктивних рішень або інженерно-технічних заходів, визначених за методикою (на прикладі виробничої будівлі), у 6 разів менші, ніж витрати, пов'язані з відновленням зруйнованої будівлі після розвитку прогресуючого обвалення. Таким чином, запропонована методика забезпечує не лише підвищення рівня пожежної безпеки, а й суттєве зменшення потенційних матеріальних збитків у разі виникнення комбінованих аварійних впливів – від 800 тис. грн до 6 млн грн.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ruthes H. Analysis of the behavior of cast-in-place concrete structural systems under the effect of progressive collapse. Thesis. Rio de Janeiro, 2017. P. 132. URL: <http://hdl.handle.net/11422/9751>.
2. Nene N. Finite element analysis on the behavior of multi-storey steel frame with concrete slabs against progressive collapse under fire conditions. Thesis. University of KwaZulu-Natal, 2020. P. 235. URL: <https://researchspace.ukzn.ac.za/handle/10413/19874>.
3. Alasiri M. Behavior and design of floor to speedcore wall connections under fire loading. Thesis. Purdue University, 2023. P. 185. URL: <https://doi.org/10.25394/pgs.24236935.v1>.
4. Melo C. Study of the progressive collapse of reinforced concrete plane frames via nonlinear analysis. Master's Thesis. Brazil, 2015. P. 185. URL: <http://www.repositorio.ufc.br/handle/riufc/22071>.
5. Padre E. Development of a computational algorithm for verifying reinforced concrete sections subjected to oblique composite bending in fire conditions. Master's Thesis. Universidade Federal de Viçosa, 2017. P. 387. URL: <http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/12809>.
6. Fang C. Robustness of multi-storey steel-composite structures under localised fire. Doctoral Dissertation. Imperial College London, 2012. P. 436. URL: <https://doi.org/10.25560/9646>.
7. Starossek U. Progressive collapse of structures. ICE Publishing, 2017. P. 987.
8. Parisi F., Adam J., Sagasetta J., Lu X. Review of experimental research on progressive collapse of RC structures. IF CRASC. 2017. 17. P. 265–376. URL: <https://www.researchgate.net/publication/319087362>.
9. Izzuddin B., Vlassis A., Elghazouli A., Nethercot D. Assessment of progressive collapse in multi-storey buildings. 2007. P. 31. doi: 10.1680/stbu.2007.160.4.197.

10. Yao Y., Zhang H., Zhu Y. F., Liu Y. Progressive collapse resistance of reinforced concrete beam–column connection under fire conditions. *Structures*. 2023. Vol. 47. P. 1265–1283. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352012422011869>.

11. Lu X., Li Y., Guan H., Ying M. Progressive collapse analysis of a typical super–tall reinforced concrete frame–core tube building exposed to extreme fires. *Fire Technology*. 2017. 53. P. 107–133. URL: http://www.luxinzheng.net/publication7/2016–FT–Super–tall_Fire_Progressive_Collapse.htm.

12. Li Y., Lu X. Z., Guan H., Ying M. J., Yan W. M. A case study on a fire–induced collapse accident of a reinforced concrete frame–supported masonry structure. *Fire Technology*. 2015. P. 27. doi: 10.1007/s10694–015–0491–0.

13. Руденко В. В. Прогресуюче обвалення залізобетонних колон в багатоповерхових каркасних будівлях. Дис. канд. техн. наук. Харків: ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. С. 185. URL: http://search.nbuu.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuu/cgiirbis_64.exe.

14. Фесенко О. А. Прогресуюче руйнування багатоповерхових безригельних каркасних будівель внаслідок пожежі після землетрусу. *Будівельні конструкції*. 2013. 78(1). С. 388–393. URL: [http://nbuv.gov.ua/UJRN/buko_2013_78\(1\)_56](http://nbuv.gov.ua/UJRN/buko_2013_78(1)_56).

15. Al–Salloum Y., Almusallam T., Khawaji M., Ngo T., Elsanadedy H., Abbas H. Progressive collapse analysis of RC buildings against internal blast. *Advances in Structural Engineering*. 2015. 18, No. 12. P. 2181–2192. doi: 10.1260/1369–4332.18.12.2181.

16. Альмохамад М. Про метод моделювання прогресуючого обвалення залізобетонного каркаса при дії пожежі. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. 2023. Вип. 205. С. 70–85. doi: <https://doi.org/10.18664/1994–7852.205.2023.288824>.

17. Diao M., Qian L., Li Y., Lu X., Guan H. Numerical analysis for the fire–induced progressive collapse of a RC frame structure. *World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics*. 2015. P. 25–29.

18. Shan S., Wang H., Li S., Wang B. Evaluation of progressive collapse resistances of RC frame with contributions of beam, slab and infill wall. *Structures*. 2023. 53. P. 1463–1475. doi: 10.1016/j.istruc.2023.04.114
19. Almusallam T., Elsanadedy H., Abbas H., Alsayed S., Al-Salloum Y. Progressive collapse analysis of a RC building subjected to blast loads. *Structural Engineering and Mechanics*. 2010. 36. No. 3. P. 301–319. doi: <https://doi.org/10.12989/SEM.2010.36.3.301>.
20. Jahromi H., Izzuddin B., Nethercot D. Robustness assessment of building structures under explosion. *Buildings*. 2012. 2. No. 4. P. 497–518. doi: 10.3390/buildings2040497.
21. Luccioni B., Ambrosini R., Danesi R. Analysis of building collapse under blast loads. *Engineering Structures*. 2004. 26. No. 1. P. 63–71. doi: 10.1016/j.engstruct.2003.08.011.
22. Швиденко А. В., Поздєєв С. В., Землянський О. М., Новгородченко А. Ю. Удосконалення методу розрахункової оцінки можливості прогресуючого руйнування будівель унаслідок пожежі. *Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація*. 2019. № 2. С. 98–105. URL: <https://fire-journal.ck.ua/index.php/fire/article/view/41/62>.
23. Першаков В. М., Барабаш М. С., Белятинський А. О., Лисницька К. М. Проблеми протидії конструкцій прогресуючого обваленню будівель та споруд: монографія. К.: НАУ. 2015. 456 с.
24. Поздєєв С. В., Швиденко А. В., Зажома В. М., Радченко В. А., Борсук О. В. Метод розрахункової оцінки можливості прогресуючого руйнування будівель унаслідок пожежі. *Інтернаука*. 2020. № 4. С. 74–79. doi: 10.25313/2520–2057–2020–4–5752.
25. Барабаш М. С., Ромашкіна М. А. Методика моделювання прогресуючого обвалення на прикладі реальних висотних будівель. *Будівництво. Матеріалознавство. Машинобудування. Серія: Комп'ютерні системи та інформаційні технології в освіті, науці та управлінні*. 2014. № 78. С. 28–37.

26. Барабаш М. С., Гензерський Ю. В., Покотило Я. В. Методи мінімізації ймовірності прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень. *Нові технології в будівництві науково-технічний журнал*. 2011. Вип. 1(21) – С. 17–22.

27. Максименко В., Барабаш М., Костира Н., Бармін І. Моделювання динамічних навантажень вибухового типу в задачах дослідження міцності будівельних конструкцій з використанням ПК ЛІРА-САПР. *Наука та будівництво*. 2023. 38. № 4. С.20–27. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2023-3>.

28. Барабаш, М., Максименко, В., Костира, Н., Бармін, І. Оцінка стійкості захисної конструкції ангара при вибухових впливах. Будівельні конструкції. *Теорія і практика*. 2025. (16). с. 212–221. doi: 10.32347/2522-4182.16.2025.212-221.

29. Wolff M., Starossek U. Cable loss and progressive collapse in cable-stayed bridges. *Bridge Structures*. 2009. Vol. 5. P. 17–28. doi: 10.1080/15732480902775615.

30. Das R., Pandey A., Mahesh M. Assessment of disproportionate collapse behavior of cable stayed bridges. *Bridge Structures*. 2016. 12. P. 41–51. doi: 10.3233/BRS-160099.4.

31. Domaneschi M., Cimellaro G., Scutiero G. Disproportionate collapse of a cable-stayed bridge. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering*. 2019. 172. P. 13–26. doi: 10.1680/jbren.18.00031.

32. Tian L., Ma R., Li H., Wang Y. Progressive collapse of power transmission tower-line system under extremely strong earthquake excitations. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2016. 16. P. 155. doi: 10.1142/S0219455415500303.

33. ДБН В.2.2–24:2009 Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. Київ: НДІБВ, 2009. 43 с.

34. ДБН В.2.2–41:2019 Висотні будівлі. Основні положення. Київ: НДІБВ, 2019. 59 с.

35. ДСТУ 9294:2024 Розрахунок будівель на стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення. Київ: ТК 304, 2024. 31 с.
36. Astaneh–Asl A., Madsen E. A., Noble C., Jung R., McCallen D. B., Hoehler M. S., Li W., Hwa R. Use of catenary cables to prevent progressive collapse of buildings. 2001. No. 1. P. 356. doi:10.13140/RG.2.1.2888.4962.
37. Lan D. Q., Jin L., Qian K., Zhang R. B., Li J. Progressive collapse resistance of RC frames subjected to localized fire. *Journal of Building Engineering*. 2023. 79. P. 107. doi:10.1016/j.jobe.2023.107746.
38. Ahmadi M. T., Aghakouchak A. A., Mirghaderi R., Tahouni S., Garivani S., Shahmari A., Epackachi S. Collapse of the 16–story Plasco building in Tehran due to fire. *Fire Technology*. 2020. 56. P. 769–799. doi:10.1007/s10694–019–00903–y.
39. Haines F. Globalization and regulatory character: regulatory reform after the Kader Toy Factory Fire. Routledge, 2019. P. 112. doi:10.4324/9781351157209.
40. Fang C., Linzell D. G. Examining progressive collapse robustness of a high–rise reinforced concrete building. *Engineering Structures*. 2021. 248. P. 1132. doi:10.1016/j.engstruct.2021.113274.
41. Sinkovics N., Hoque S., Sinkovics R. Rana Plaza collapse aftermath: are CSR compliance and auditing pressures effective?. *Accounting, Auditing & Accountability Journal*. 2016. 29, No. 4. P. 617–649. doi:10.1108/AAAJ–07–2015–2141.
42. Wu X. Discursive strategies of resistance on Weibo: A case study of the 2015 Tianjin explosions in China. *Discourse, context media*, 2018. p. 64–73. doi: 10.1016/j.dcm.2018.05.002.
43. Owens S., Johnson S., Sandoval C. Fatal Combustible Dust Explosions at Didion Milling Inc. U.S. Chemical Safety and Hazard Investigation Board. 2023. 196 P.
44. Telangana pharma plant explosion: Death toll rises to 46". The New Indian Express. Retrieved 20 July 2025.
45. CSB Launches Investigation into Fatal Explosion and Fire. <https://www.csb.gov/csb-launches-investigation-into-fatal-explosion-and-fire/>.

46. Elkady N., Nelson L. A., Weekes L., Makoond N., Buitrago M. Progressive collapse: Past, present, future and beyond. *Structures*. 2024. 62. P. 106. doi:10.1016/j.istruc.2024.106131.

47. Barni F. Method to Assess the Progressive Collapse Vulnerability of Frame Structures. *University of Braunschweig – Institute of Technology*. 2011. 1. P. 42. doi: 10.1142/S0219455415500301.

48. Grierson D., Safi M., Xu L., Liu Y. Simplified methods for progressive-collapse analysis of buildings. *Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond*. 2005. P. 1–8. doi: 10.1061/40753(171)225.

49. Kaewkulchai G., Williamson E. Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis. *Computers and Structures*. 2004. 82. P. 639–651. doi: 10.1061/40753(171)225.

50. Grierson D., Xu L., Liu Y. Progressive failure analysis of buildings subjected to abnormal loading. *Journal of Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering*. 2005. No. 3. P. 1–17. doi: 10.1111/j.1467–8667.2005.00384.x.

51. Ellingwood B., Leyendecker E. Approaches for design against progressive collapse. *Journal of the Structural Division*. 1978. 104, No. 3. P. 413–423. URL: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/JSDEAG.1284876>.

52. Ellingwood R., Donald O. Building design for abnormal loads and progressive collapse. *Computer–Aided Civil and Infrastructure Engineering*. 2005. 20, No. 3. P. 194–205. URL: <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004876>.

53. Starossek U., Haberland M. Approaches to measures of structural robustness. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2011. 7. No. 7–8. P. 625–631. doi: 10.1080/15732479.2010.501562.

54. Gurley C. Progressive collapse and earthquake resistance. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. 2008. 13. No. 1. P. 19–23. doi: 10.1061/(ASCE)1084–0680(2008)13:1(19).

55. Hayes J., Woodson C., Pekelnicky G., Poland D., Corley W., Sozen M. Can strengthening for earthquake improve blast and progressive collapse resistance?.

Journal of Structural Engineering. 131. No. 8. P. 1157–1177.
doi: 10.1061/(ASCE)0733–9445(2005)131:8(1157).

56. Minister of Housing and Local Government. The Building (Fifth Amendment) Regulation. *The Structural Engineer*. 1990. 48. No. 6. 1558 p.

57. Federal Housing Administration. Provisions to prevent progressive collapse. US Department of Housing and Urban Development (HUD), Federal Housing Administration (FHA), 1971. 731 p.

58. International Code Council. International building code (IBC 2009). International Code Council, 2009. 1131 p.

59. American Society of Civil Engineers. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7–98). Structural Engineering Institute of the ASCE, 1998. 337 p.

60. American Society of Civil Engineers. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7–02). Structural Engineering Institute of the ASCE, 2002. 822 p.

61. General Services Administration. Alternate path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance. General Services Administration, 2013. 203 p.

62. Department of Defense. UFC 4–023–03: Unified Facilities Criteria – design of buildings to resist progressive collapse. Department of Defense, 2016. 244 p.

63. American Society of Civil Engineers. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. Structural Engineering Institute of the ASCE, 2017. 512 p.

64. National Research Council Canada. National building code of Canada. Associate Committee on the National Building Code. National Research Council, 1975. 365 p.

65. National Research Council Canada. National building code of Canada. Associate Committee on the National Building Code. National Research Council, 1995. 571 p.

66. Standards Australia International. Structural Design Actions: General Principles. Standards Australia International, 2002. 256 p.

67. Ministry of Housing and Urban–Rural Construction of the People’s Republic of China. Unified standard for reliability design of building structures. Haidian District, Beijing, 2001. 25 p.

68. China Association for Engineering Construction Standardization. Code for anti–collapse design of building structures. Beijing, 2014. 31 p.

69. American Society of Civil Engineers. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, 2017. 815 p.

70. General Services Administration. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernizations Projects. GSA, 2003. 119 p.

71. BS 6399. Loading for buildings: Part 1: Code of practice for dead and imposed loads. British Standards Institute, 1996. 125 p.

72. BS 5950. Structural use of steelwork in building: Part 1: Code of practice for design – Rolled and welded sections. British Standards Institute, 2000. 196 p.

73. BS 8110. Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction. British Standards Institute, 2000. 160 p.

74. BS 5628. Code of practice for use of masonry: Part 1: Structural use of unreinforced masonry. British Standards Institute, 1978. 79 p.

75. Department of Defence (DoD). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. Unified Facilities Criteria (UFC) 4–023–03. DoD, 2005. 244 p.

76. EN 1990. Eurocode 0 – EN 1990: Basis of structural design. 2002. 119 p.

77. EN 1991–1–7. Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1–7: General actions – Accidental actions. 2006. 69 p.

78. ДБН В.1.2–14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ: Український науково–дослідний

та проєктний інститут сталевих конструкцій ім. В. М. Шимановського, 2018. 41 с.

79. Merwe J. Spalling of concrete in fire – an overview and local relevance. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*. 2023. 65. No. 2. P. 2–9. URL: <https://doi.org/10.17159/2309–8775/2023/v65n2a1>.

80. Kuehnen R., Youssef M., El-Fitiany S. Influence of natural fire development on concrete compressive strength. *Fire*. 2022. 5. No. 2. 34 p. doi: 10.3390/fire5020034.

81. Lie T. Structural fire protection. ASCE, 1992. 241 p.

82. EN 1992–1–2: Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1–2: General rules – Structural fire design. 2004. 99 p.

83. Assis, E., Neto, J. Analysis of Heat Transfer Mechanisms on Hollow Concrete Masonry Units under Standardized Fire Conditions. *In Proceedings of the XLI Ibero–Latin–American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, 2020. P. 2–4. doi: 10.5281/zenodo.4283007.

84. Francioli M., Petrini F., Olmati P., Bontempi F. Robustness of reinforced concrete frames against blast–induced progressive collapse. *Vibration*. 2021. 4. No. 3. P. 722–742. URL: <https://doi.org/10.3390/vibration4030040>.

85. Eckhoff R. K., Li G. Industrial dust explosions. A brief review. *Applied Sciences*. 2021. 11. No. 4. P. 1669. doi: 10.3390/app11041669.

86. Отрош Ю.А. Технічний стан залізобетонних конструкцій при силових і високотемпературних впливах : дис. д–ра тех. наук : 05.23.01. Одеса, 2019. 365 с.

87. Голоднов О.І., Гордіюк М.П., Ткачук І.А., Семиног М.М. Зміна характеристик міцності арматури та бетону при високотемпературних впливах. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського*. Київ, 2011. Вип. 8. С. 121–131.

88. Ткачук І.А. Визначення характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. Київ, 2011. №4. С. 21–24.

89. Семиног М.М. До розрахунку елементів будівель при високотемпературних впливах. *Вісник Донбаської державної академії будівництва і архітектури: Збірник наукових праць: Будівельні конструкції, будівлі та споруди*. Макіївка, 2009. Вип. 2009–4 (78). С. 193–198.

90. Travis Quentin, Asce M, Mobasher Barzin. Correlation of Elastic Modulus and Permeability in Concrete Subjected to Elevated Temperatures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2010, №22(7). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000074](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000074).

91. Han L., Zheng Y., Tao Z. Fire performance of steel–reinforced concrete beam–column joints. *Magazine of Concrete Research*. 2009. 61. No. 7. P. 499–518. doi: 10.1680/macr.2008.61.7.499.

92. EN 1991–1–2: Eurocode 1. Actions on structures – Part 1–2: General actions – Actions on structures exposed to fire. 2002. 61 p.

93. SFPE. Handbook of Fire Protection Engineering. 5th ed. Springer, 2016. 3496 p.

94. Park J., Kim S., Lee J. Thermal Contact Conductance–Based Thermal Behavior Analytical Model for Hybrid Floors at Elevated Temperatures. *Materials*. 2020. 13. No. 21. P. 2–15. URL: doi.org/10.3390/ma13194257.

95. Modest, M.F. Radiative Heat Transfer. 3rd ed. Academic Press.

96. Siegel, R., Howell, J. Thermal Radiation Heat Transfer. 4th ed. Taylor, Francis.

97. Регламент (ЄС) № 305/2011 Європейського Парламенту та ради від 9 березня 2011 року, що встановлює гармонізовані умови для розміщення на ринку будівельних виробів та скасовує директиву ради 89/106/ЄЕС. Рада Європейських Співтовариств, 2011. 39 с.

98. ДСТУ–Н Б EN 1991–1–2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1–2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі. Київ: ДП «Державний науково–дослідний інститут будівельних конструкцій». 2010. С. 85.

99. Purdenko, R., Maiboroda, R., Rashkevich, N., Otrosh, Y. Development of a Numerical Model of the «Soil–Foundation–Building». System. In *Applied Mechanics and Materials*. 2024. 924. P. 191–199. doi: <https://doi.org/10.4028/p-5oeggb>.

100. ДСТУ 9058:2020 Пожежна безпека. Визначення протипожежних відстаней між об'єктами розрахунковими методами. Основні положення. Київ: Технічний комітет «Пожежна безпека та протипожежна техніка» (ТК 25), 2020. 24 с.

101. Про затвердження Порядку організації внутрішньої, гарнізонної та караульної служб в органах та підрозділах цивільного захисту: наказ МВС України від 10.02.2022 № 116. Офіційний вісник України. 2022. № 42. 152 с. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0534-22#Text>.

102. Про затвердження Порядку організації службової підготовки осіб рядового і начальницького складу служби цивільного захисту: наказ МВС України від 15.06.2017 № 511. Офіційний вісник України. 2017. № 59. 34 с.

103. ДСТУ–Н Б EN 1991–1–7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1–7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991–1–7:2006/A1:2014, IDT). Київ: Технічний комітет стандартизації «Металобудівництво» (ТК 301). 81 с.

104. ДБН В.2.6–98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Державне підприємство «Державний науково–дослідний інститут будівельних конструкцій». 71 с.

105. Програмне забезпечення інженерних розрахунків: конспект лекцій. Тернопіль, ТНТУ, 2018. 128 с.

106. Перельмутер, А.В., Слівкер В.І. Розрахункові моделі споруд та можливість їх аналізу: електронне видання. Київ, З–во "Сталь", 2002. 600 с.

107. Сорочак А.П. Основи автоматизації проектування в будівництві: конспект лекцій. Тернопіль. ТНТУ, 2018. 120 с.

108. Барандич К.С., Подолян О.О., Гладський М.М. Системи автоматизованого проектування: навч. посіб. Київ, КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2021. 97 с.

109. Отрош Ю. А., Майборода Р. І., Ромін А. В. Дослідження методик розрахунку прогресуючого обвалення. *Механіка та математичні методи*. 2023. 2. С. 25–40. doi: 10.31650/2618–0650–2023–5–2–25–40.

110. Майборода Р. І., Отрош Ю. А. Дослідження методики розрахунку стійкості до прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та вибуху. *Комунальне господарство міст: наук.–техн. зб. Серія: Технічні науки та архітектура*. 2023. 191. С. 115–127. doi: 10.33042/2522–1809–2025–3–191–485–495.

111. Skob Y., Dreval Y., Vasilchenko A., Maiboroda R. Selection of material and thickness of the protective wall in the conditions of a hydrogen explosion of various power. *Key Engineering Materials*. 2023. 952. P. 121–129. doi: 10.4028/p–ST1VeT.

112. Maiboroda R., Zhuravskij M., Otrosh Y., Karpuntsov V. Determination of the required area of easily removable structures to protect against progressive collapse. *Key Engineering Materials*. 2024. 1004. P. 73–83. doi: 10.4028/p–V0xA6H.

113. Maiboroda R., Otroch Yu. Improved thermomechanical model for predicting the behaviour of reinforced concrete structures under fire and explosion conditions. *Mechanics and Mathematical Methods*. 2025. VII (2). P. 66–85. URL: <https://doi.org/10.31650/2618–0650–2025–7–2–66–85>.

114. ДСТУ 9176:2022. Пожежна безпека. Методи визначення параметрів легкоскридних конструкцій для приміщень та будинків. Основні положення. Київ: ТК стандартизації «Пожежна безпека та протипожежна техніка», 2023. 23 с.

115. ДСТУ Б В.1.1–36:2016. Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою. Київ: УкрНДІЦЗ, 2017. 34 с.

116. Майборода Р.І., Отрош Ю.А. Програмна реалізація оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення. *Проблеми надзвичайних ситуацій*. 2025. 1(41), С. 177–193. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/25353>.

117. Протокол № 27/ПР – 10 випробувань на вогнестійкість монолітної залізобетонної плити перекриття, виробництва ЗАТ “Дніпрожилбуд” (м. Київ). Випробувальний центр ТОВ «ТЕСТ».

118. Майборода Р.І., Отрош Ю.А. Удосконалення математичної моделі теплопередачі системи «залізобетонна колона–перекриття». *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. 2025. 1(19). С. 97–108. URL: [https://doi.org/10.33269/nvcz.2025.1.\(19\).97–108](https://doi.org/10.33269/nvcz.2025.1.(19).97–108).

ДОДАТОК А.
Список публікацій за темою дисертації

Публікації у наукових фахових виданнях, що входять до міжнародної наукометричної бази Scopus:

1. Skob Y., Dreval Y., Vasilchenko A., **Maiboroda R.** Selection of Material and Thickness of the Protective Wall in the Conditions of a Hydrogen Explosion of Various Power. *Key Engineering Materials*. 2023. 952. P. 121–129. doi: <https://doi.org/10.4028/p-ST1VeT>.

Особистий внесок – взято участь у розробці математичної моделі поширення хвилі вибуху, яка враховує тривимірний нестационарний характер вибухового процесу. Проведено розрахунок надлишкового тиску та імпульсу фази стиснення хвилі вибуху з побудовою просторово-часових полів у зоні ураження.

2. **Maiboroda, R.**, Zhuravskij, M., Otrosh, Y., Karpuntsov, V. Determination of the Required Area of Easily Removable Structures to Protect against Progressive Collapse. *In Key Engineering Materials*. 2024. 1004. P. 73–83. doi: <https://doi.org/10.4028/p-v0xa6h>.

Особистий внесок – розроблення імітаційної моделі для визначення необхідної площі легкоскидних конструкцій для захисту від прогресуючого обвалення, яке виникає через вибух.

Публікації в наукових фахових виданнях України, що входять до міжнародних наукометричних баз:

3. Otrosh Ю.А., **Майборода Р.І.**, Ромін А.В. Дослідження методик розрахунку прогресуючого обвалення. *Механіка та математичні методи*. 2023. 2, С. 25–40. URL: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2023-5-2-25-40>.

Особистий внесок – узагальнення чинників, які спричиняють виникнення прогресуючого обвалення внаслідок пожеж, в результаті аналізу наукових праць виявлено відсутність єдиної методики розрахунку стійкості конструкцій до прогресуючого руйнування за умов комбінованої дії пожежі та вибуху.

4. **Майборода Р.І.**, Otrosh Ю.А. Програмна реалізація оцінювання стійкості будівель до прогресуючого обвалення. *Проблеми надзвичайних*

ситуацій. 2025. 1(41), С. 177–193. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/25353>.

Особистий внесок – розроблення комп’ютерної моделі з оцінювання стійкості залізобетонних монолітних будівель до прогресуючого обвалення під впливом комбінованої дії пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху, визначення особливостей розрахунку.

5. **Майборода Р.І.**, Отрош Ю.А. Удосконалення математичної моделі теплопередачі системи «залізобетонна колона–перекриття». *Науковий вісник: Цивільний захист та пожежна безпека*. 2025. 1(19). С. 97–108. URL: [https://doi.org/10.33269/nvcz.2025.1.\(19\).97–108](https://doi.org/10.33269/nvcz.2025.1.(19).97–108).

Особистий внесок – розроблення та удосконалення математичної моделі розподілу температурних полів у системі «залізобетонна колона–перекриття» при пожежі, яка враховує просторову сумісну теплову взаємодію конструктивних елементів, тепловий контакт у зоні вузла та механізм взаємного опромінення поверхонь.

6. **Майборода, Р.**, Отрош, Ю. Дослідження методики розрахунку стійкості до прогресуючого обвалення будівель внаслідок пожежі та вибуху. *Комунальне господарство міст*. 2025. 3(191). С. 485–495. URL: <https://doi.org/10.33042/2522–1809–2025–3–191–485–495>.

Особистий внесок – аналіз наукових джерел щодо можливості проведення розрахунків на стійкість залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішнього дефлаграційного вибуху, розроблення методики забезпечення стійкості залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та внутрішньому дефлаграційному вибуху.

7. **Maiboroda R.**, Otroch Yu. Improved thermomechanical model for predicting the behaviour of reinforced concrete structures under fire and explosion conditions. *Mechanics and Mathematical Methods*. 2025. VII (2). P. 66–85. URL: <https://doi.org/10.31650/2618–0650–2025–7–2–66–85>.

Особистий внесок – удосконалення математичної моделі для прогнозування поведінки монолітних залізобетонних конструкцій при дії

підвищених температур пожежі та надлишкового тиску від дефлагаційного вибуху.

Публікації у наукових закордонних фахових виданнях:

8. Purdenko, R., **Maiboroda, R.**, Rashkevich, N., Otrosh, Y. Development of a Numerical Model of the «Soil–Foundation–Building» System. *In Applied Mechanics and Materials*. 2024. 924, P. 191–199. doi: <https://doi.org/10.4028/p-5oeggb>.

Особистий внесок – постановка проблеми та завдання, огляд проблематики, проведення чисельних розрахунків прогресуючого обвалення будівлі внаслідок пожежі та вибуху.

Публікації, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

9. **Майборода Р.І.** Аналіз можливості проведення розрахунків на стійкість будівель та споруд до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі. *Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків. Матеріали круглого столу (вебінару)*. м. Харків: НУЦЗ України, 2023. С. 112–113. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/17084>.

Особистий внесок – формування науково завдання щодо необхідності забезпечення стійкості будівель в умовах пожежі.

10. **Майборода Р.І.**, Otrosh Ю.А. Необхідність дослідження і підвищення протидії конструкцій прогресуючому (каскадному) обваленню будівель та споруд. *Проблеми та перспективи забезпечення цивільного захисту: матеріали міжнародної науково–практичної конференції молодих учених*. м. Харків: НУЦЗ України, 2023. С. 69. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/17664>.

Особистий внесок – проведений критичний огляд проблематики щодо відсутності обґрунтованих методик розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожеж та вибухів.

11. **Майборода Р.І.**, Otrosh Ю.А. Огляд методів розрахунку прогресуючого обвалення при виникненні пожежі. *Надзвичайні ситуації: безпека та захист*: Матеріали XIII Всеукраїнської науково–практичної конференції з міжнародною участю. м. Черкаси: ЧІПБ ім. Героїв Чорнобиля

НУЦЗ України. 2023. С. 135–136. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/18473>.

Особистий внесок – порівняння основних методів розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення, які використовуються в різних країнах.

12. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Прогресуюче обвалення будівель в умовах сьогодення. *XV Міжнародна наукова конференція Європейської Асоціації наук з безпеки (EAS) «Безпека людини у сучасних умовах».* м. Харків: НТУ «ХП», 2023. С. 25–27. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/19092>.

Особистий внесок – формування проблематики відсутності єдиної методики розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення в умовах пожежі з акцентом на необхідність врахування комбінацій аварійних навантажень.

13. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Необхідність дослідження несучих залізобетонних конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд в умовах вибуху та пожежі після вибуху. *Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків.* Матеріали круглого столу (вебінару). м. Харків: НУЦЗ України, 2024. С. 34–35. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/19881>.

Особистий внесок – оцінювання сучасного стану вивчення питання прогресуючого обвалення будівель в умовах вибуху та після вибухової пожежі.

14. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Сучасний стан можливості проведення розрахунків на стійкість будівель та споруд до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі. *Запобігання виникненню надзвичайних ситуацій, реагування та ліквідація їх наслідків.* Матеріали круглого столу (вебінару). м. Харків: НУЦЗ України, 2024. С. 104–105. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/19974>.

Особистий внесок – обґрунтування необхідності створення єдиної методики, яка б враховувала комбіновані аварійні дії, теплофізичні зміни властивостей матеріалів, зміну механічних властивостей матеріалів при пожежі.

15. **Майборода Р.І.** Необхідність розрахунку стійкості будівель до прогресуючого обвалення при пожежі та вибуху. *Problems of Emergency Situations*: матеріали Міжнародної науково–практичної конференції. м. Черкаси: НУЦЗ України, 2025. С. 87–88. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/25067>.

Особистий внесок – обґрунтування необхідності проведення розрахунків стійкості будівель до прогресуючого обвалення при пожежі та вибуху.

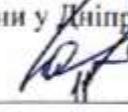
16. **Майборода Р.І.,** Отрош Ю.А. Оцінка стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та вибуху. *Актуальні проблеми інженерної механіки*: XI Міжнародна науково–технічна конференція. м. Одеса : ОДАБА, 2025. С. 131–133. URL: <http://repositsc.nuczu.edu.ua/handle/123456789/25288>.

Особистий внесок – проведення чисельних розрахунків прогресуючого обвалення будівлі внаслідок пожежі та вибуху.

ДОДАТОК Б.
Акти впровадження результатів дисертаційної роботи

ЗАТВЕРДЖУЮ

Заступник начальника Головного управління - начальник управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області

«03»  2025р. Сергій СТАРОСТЕНКО

**АКТ**

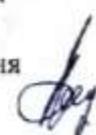
про впровадження результатів дисертаційної роботи за темою «Забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху»,
автора Романа МАЙБОРОДИ

Комісія у складі: голови – начальника відділу нормативної роботи та ліцензування управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області Костянтина КИРПИЧЕНКА та членів – головного інспектора відділу нормативної роботи та ліцензування управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області Романа НАУМОВА, провідного інспектора відділу нормативної роботи та ліцензування управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області Сергія ЗВІЩИКА, склали цей акт про те, що основні результати дисертаційної роботи за темою «Забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху» впроваджені в діяльність Відділу нормативної роботи та ліцензування управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській в частині застосування в межах наданих повноважень методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

Голова комісії:

Начальник відділу нормативної роботи та ліцензування управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області  Костянтин КИРПИЧЕНКО

Члени комісії:

Головний інспектор відділу нормативної роботи та ліцензування управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області  Роман НАУМОВ

Провідний інспектор відділу нормативної роботи та ліцензування управління цивільного захисту та превентивної діяльності Головного управління ДСНС України у Дніпропетровській області  Сергій ЗВІЩИК



Наталія КОНОГРАЙ

2025 року

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи
Майбороди Романа Ігоровича на здобуття ступеня доктора філософії за темою
«Забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого
обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху»

Комісія у складі:

голови – головного інженера проекту ПП «ПРОЕКТБУДСТАР» Романа ПУРДЕНКА

та членів – інженера ПП «ПРОЕКТБУДСТАР» Владислава КОВАЛЬ, інженера ПП «ПРОЕКТБУДСТАР» Катерини СЕКРЕТ, склали цей акт про те, що основні результати дисертаційної роботи за темою «Забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху» впроваджені в діяльність ПП «ПРОЕКТБУДСТАР» в частині застосування під час проектування будівель різного призначення методики забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

Впровадження результатів дисертаційної роботи Майбороди Романа Ігоровича дозволило не лише підвищити рівень пожежної безпеки, а й зменшити потенційні матеріальні збитки у разі виникнення комбінованих аварійних впливів в межах від 800 тис. грн до 6 млн грн.

Даний Акт не є підставою для одержання премій та інших винагород із фондів НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ УКРАЇНИ та ПП «ПРОЕКТБУДСТАР».

Голова комісії:
головний інженер проекту
ПП «ПРОЕКТБУДСТАР»

Роман ПУРДЕНКО

Члени комісії:
інженер
ПП «ПРОЕКТБУДСТАР»

Владислав КОВАЛЬ

Члени комісії:
інженер
ПП «ПРОЕКТБУДСТАР»

Катерина СЕКРЕТ



про впровадження результатів дисертаційних досліджень Майбороди Романа Ігоровича за
темою «Забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого
обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху»

Комісія у складі:

голови – доцента кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, кандидата технічних наук, доцента Колеснікова Д.В.

та членів – доцента кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, доктора філософії, Рашкевич Н.В., доцента кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, доцента Рудакова С.В., склали цей акт про те, що основні результати дисертаційної роботи за темою «Забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху» впроваджені в освітній процес кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки Національного університету цивільного захисту України при підготовці здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти у галузі знань 26 «Цивільна безпека» за спеціальністю 261 «Пожежна безпека» освітньо-професійної програми «Пожежна безпека» під час викладання навчальної дисципліни «Системи забезпечення пожежної безпеки об'єктів». І курс (модуль 1, тема 1.2. «Стійкість будівель і споруд до прогресуючого обвалення в умовах стандартних пожеж та спричинених артилерійськими або ракетними обстрілами»), а саме:

– методика забезпечення стійкості монолітних залізобетонних будівель до прогресуючого обвалення внаслідок пожежі та дефлаграційного вибуху.

Голова комісії:

доцент кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, к.т.н., доцент

Денис КОЛЕСНИКОВ

Члени комісії:

доцент кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, доктор філософії

Ніна РАШКЕВИЧ

доцент кафедри державного нагляду у сфері пожежної та техногенної безпеки навчально-наукового інституту пожежної та техногенної безпеки, к.т.н., доцент

Сергій РУДАКОВ

ДОДАТОК В.
Локальні кошториси на будівельні роботи виробничої будівлі
за різних перерізів колон та перекриття

Локальний кошторис на будівельні роботи Варіант № 1
на Монолітний залізобетонний каркас
Виробнича будівля колони 500x500, перекриття 220

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	11486,831 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	12,86176 тис. люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	1210,243 тис. грн.
Середній розряд робіт	3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "10 листопада" 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Відділ 1. Колони											
1	ЕН6-15-1	Улаштування колон цивільних будівель у металевій опалубці	100м ³	0,6893	<u>238855,58</u>	<u>105374,78</u>	164643	88153	<u>72635</u>	<u>1432,44</u>	<u>987,38</u>
2	С124-26	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	8,394	<u>127888,24</u>	<u>56654,78</u>	352411	-	<u>39052</u>	<u>547,26</u>	<u>377,23</u>
3	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	68,93	<u>41983,73</u>	-	314801	-	-	-	-
Разом прями витрати по відділу 1							831855	88153	<u>72635</u>		<u>987,38</u>
Разом будівельні роботи, грн.							831855		39052		<u>377,23</u>
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							671067				
всього заробітна плата, грн.							127205				
Загальновиробничі витрати, грн.							62332				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.							163,75				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							23463				
Всього будівельні роботи, грн.							894187				
Всього по відділу 1							894187				

Відділ 2. Стіни, пілони.											
4	ЕН6-17-4	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 200 мм до 300 мм	100м ³	4,888	<u>126969,08</u> 100430,09	<u>22730,82</u> 11471,87	620625	490902	<u>111108</u> 56075	<u>1166,3</u> 111,3006	<u>5700,87</u> 544,04
5	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	33,317	<u>41983,73</u>	—	1398772	—	—	—	—
6	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	488,78	<u>4566,96</u>	—	2232239	—	—	—	—
7	ЕН6-17-5	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 300 мм до 500 мм	100м ³	0,465	<u>89134,72</u> 73365,72	<u>15732,76</u> 7887,91	41448	34115	<u>7316</u> 3668	<u>852</u> 76,5584	<u>396,18</u> 35,6
8	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	3,735	<u>41983,73</u>	—	156809	—	—	—	—
9	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	46,5	<u>4566,96</u>	—	212364	—	—	—	—
Разом прями витрати по відділу 2							4662257	525017	<u>118424</u> 59743		<u>6097,05</u> 579,64
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							4662257				
Всього по відділу 2							4958456				
Відділ 3. Перекриття											
10	ЕН6-22-3	Улаштування переkritтів безбалкових товщиною понад 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м ³	4,69	<u>69251,02</u> 58425,64	<u>10753,79</u> 5717,63	324787	274016	<u>50435</u> 26816	<u>678,5</u> 55,4895	<u>3182,17</u> 260,25
11	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	71,812	<u>41983,73</u>	—	3014936	—	—	—	—
12	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	469	<u>4566,96</u>	—	2141904	—	—	—	—
Разом прями витрати по відділу 3							5481627	274016	<u>50435</u> 26816		<u>3182,17</u> 260,25

	Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	5481627 5157176				
	всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.	300832 152561 413,09 59187 5634188				
	Всього по відділу 3	5634188				
	Разом прямі витрати по кошторису Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.	10975739 10975739 9847059 1012797 511092 1378,04 197446 11486831	887186	<u>241494</u> 125611		<u>10266,6</u> 1217,12
	Всього по кошторису	11486831				
	Кошторисна трудоємність, люд.год. Кошторисна заробітна плата, грн.	12861,76 1210243				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 Дод. К п.52	Вартість проектних робіт	574342				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 Дод. К п.53	Вартість експертизи проектної документації (К=1,1)	27293				
	Разом по главах 1–12:	12088466				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 п.5.8.16	Кошторисний прибуток (П)	257235				
	Разом (гл. 1–12 + П + АВ + Р + І)	12345701				
	Разом:	12345701				
	Податок на додану вартість	2469140				
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку	14814841				

Локальний кошторис на будівельні роботи Варіант № 2
на Монолітний залізобетонний каркас
Виробнича будівля колони 500x500, перекриття 200

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 11418,937 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 13,93302 тис.люд.–
год.
Кошторисна заробітна плата 1309,483 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на “10 листопада” 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.–год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Відділ 1. Колони									
1	ЕН6–15–1	Улаштування колон цивільних будівель у металевій опалубці	100м ³	0,6893	<u>238855,58</u> 127888,24	<u>105374,78</u> 56654,78	164643	88153	<u>72635</u> 39052	<u>1432,44</u> 547,26	<u>987,38</u> 377,23
2	С124–26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А–500	т	8,394	<u>41983,73</u> –	–	352411	–	–	–	–
3	С1424–11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	68,93	<u>4566,96</u> –	–	314801	–	–	–	–
		Разом прямі витрати по відділу 1					831855	88153	<u>72635</u> 39052		<u>987,38</u> 377,23
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					831855				
							671067				
							127205				
							62332				
							163,75				
							23463				

		Всього будівельні роботи, грн.					894187				
		Всього по відділу 1					894187				
		Відділ 2. Стіни, пілони.									
4	ЕН6-17-4	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 200 мм до 300 мм	100м ³	4,888	<u>126969,08</u> 100430,09	<u>22730,82</u> 11471,87	620625	490902	<u>111108</u> 56075	<u>1166,3</u> 111,3006	<u>5700,87</u> 544,04
5	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	33,317	<u>41983,73</u> -	<u>-</u> -	1398772	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
6	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	488,78	<u>4566,96</u> -	<u>-</u> -	2232239	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
7	ЕН6-17-5	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 300 мм до 500 мм	100м ³	0,465	<u>89134,72</u> 73365,72	<u>15732,76</u> 7887,91	41448	34115	<u>7316</u> 3668	<u>852</u> 76,5584	<u>396,18</u> 35,6
8	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	3,735	<u>41983,73</u> -	<u>-</u> -	156809	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
9	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	46,5	<u>4566,96</u> -	<u>-</u> -	212364	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
		Разом прямі витрати по відділу 2					4662257	525017	<u>118424</u> 59743		<u>6097,05</u> 579,64
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					4662257				
		-----					4018816				
							584760				
							296199				
							801,2				
							114796				
							4958456				
		Всього по відділу 2					4958456				
		Відділ 3. Перекриття									
10	ЕН6-22-1	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м ³	4,262	<u>96235,20</u> 83076,34	<u>13072,91</u> 6934,55	410154	354071	<u>55717</u> 29555	<u>964,77</u> 67,3508	<u>4111,85</u> 287,05
11	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	71,812	<u>41983,73</u> -	<u>-</u> -	3014936	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -

12	C1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35, крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	426,2	4566,96	—	1946438	—	—	—	—	
		Разом прямі витрати по відділу 3						5371528	354071	55717 29555		4111,85 287,05
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						5371528				
		всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд. год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. Всього по відділу 3						383626 194766 527,87 75633 5566294 5566294				
		Разом прямі витрати по кошторису Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. Всього по кошторису						10865640 10865640 9651623 1095591 553297 1492,82 213892 11418937 11418937	967241	246776 128350		11196,28 1243,92
		Кошторисна трудоємність, люд.год. Кошторисна заробітна плата, грн.						13933,02 1309483				
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	Вартість проектних робіт						570947				
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п.53	Вартість експертизи проектної документації (К=1,1)						27131				
		Разом по главах 1-12:						12017015				
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошторисний прибуток (П)						278660				
		Разом (гл. 1-12 + П + АВ + Р + І) Разом:						12295675 12295675				
		Податок на додану вартість						2459135				
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку						14754810				

Локальний кошторис на будівельні роботи Варіант № 3
на Монолітний залізобетонний каркас
Виробнича будівля колони 400x400, перекриття 220

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 11494,498 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 13,9658 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 1310,018 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "10 листопада" 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Відділ 1. Колони											
1	ЕН6-15-1	Улаштування колон цивільних будівель у металевій опалубці	100м ³	0,4773	<u>238855,58</u>	<u>105374,78</u>	114006	61041	<u>50295</u>	<u>1432,44</u>	<u>683,7</u>
2	С124-26	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	8,392	<u>127888,24</u>	<u>56654,78</u>	352327	-	<u>27041</u>	<u>547,26</u>	<u>261,21</u>
3	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	43,73	<u>41983,73</u>	<u>-</u>	199713	-	<u>-</u>	<u>-</u>	<u>-</u>
Разом прямі витрати по відділу 1							666046	61041	<u>50295</u>		<u>683,7</u>
Разом будівельні роботи, грн.							666046		<u>27041</u>		<u>261,21</u>
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							554710				
всього заробітна плата, грн.							88082				
Загальновиробничі витрати, грн.							43161				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.							113,39				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							16246				
Всього будівельні роботи, грн.							709207				
Всього по відділу 1							709207				

Відділ 2. Стіни, пілони.											
4	ЕН6-17-4	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 200 мм до 300 мм	100м ³	4,888	<u>126969,08</u> 100430,09	<u>22730,82</u> 11471,87	620625	490902	<u>111108</u> 56075	<u>1166,3</u> 111,3006	<u>5700,87</u> 544,04
5	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	33,317	<u>41983,73</u>	—	1398772	—	—	—	—
6	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	488,78	<u>4566,96</u>	—	2232239	—	—	—	—
7	ЕН6-17-5	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 300 мм до 500 мм	100м ³	0,465	<u>89134,72</u> 73365,72	<u>15732,76</u> 7887,91	41448	34115	<u>7316</u> 3668	<u>852</u> 76,5584	<u>396,18</u> 35,6
8	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	3,735	<u>41983,73</u>	—	156809	—	—	—	—
9	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	46,5	<u>4566,96</u>	—	212364	—	—	—	—
Разом прямі витрати по відділу 2							4662257	525017	<u>118424</u> 59743		<u>6097,05</u> 579,64
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							4662257				
Всього по відділу 2							4958456				
Відділ 3. Перекриття											
10	ЕН6-22-1	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м ³	4,697	<u>96235,20</u> 83076,34	<u>13072,91</u> 6934,55	452017	390210	<u>61403</u> 32572	<u>964,77</u> 67,3508	<u>4531,52</u> 316,35
11	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	71,812	<u>41983,73</u>	—	3014936	—	—	—	—
12	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	469,73	<u>4566,96</u>	—	2145238	—	—	—	—
Разом прямі витрати по відділу 3							5612191	390210	<u>61403</u> 32572		<u>4531,52</u> 316,35

	Разом будівельні роботи, грн. в тому числі:	5612191				
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.	5160578 422782 214645 581,74 83352 5826836				
	Всього по відділу 3	5826836				
	Разом прямі витрати по кошторису	10940494	976268	<u>230122</u> 119356		<u>11312,2</u> 7 1157,2
	Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.	10940494 9734104 1095624 554004 1496,33 214394 11494498				
	Всього по кошторису	11494498				
	Кошторисна трудоємність, люд.год.	13965,8				
	Кошторисна заробітна плата, грн.	1310018				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 Дод. К п.52	Вартість проектних робіт	574725				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 Дод. К п.53	Вартість експертизи проектної документації (К=1,1)	27311				
	Разом по главах 1–12:	12096534				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 п.5.8.16	Кошторисний прибуток (П)	279316				
	Разом (гл. 1–12 + П + АВ + Р + І)	12375850				
	Разом:	12375850				
	Податок на додану вартість	2475170				
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку	14851020				

Локальний кошторис на будівельні роботи Варіант № 4
на Монолітний залізобетонний каркас
Виробнича будівля колони 500x500, перекриття 180

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 11158,534 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 13,43016 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 1262,609 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "10 листопада" 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	<u>Відділ 1. Колони</u>										
1	ЕН6-15-1	Улаштування колон цивільних будівель у металевій опалубці	100м ³	0,6893	<u>238855,58</u>	<u>105374,78</u>	164643	88153	<u>72635</u>	<u>1432,44</u>	<u>987,38</u>
2	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	8,394	<u>41983,73</u>	<u>56654,78</u>	352411	-	<u>39052</u>	<u>547,26</u>	<u>377,23</u>
3	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	68,93	<u>4566,96</u>	<u>-</u>	314801	-	<u>-</u>	<u>-</u>	<u>-</u>
		Разом прямі витрати по відділу 1					831855	88153	<u>72635</u>		<u>987,38</u>
		Разом будівельні роботи, грн.					831855		<u>39052</u>		<u>377,23</u>
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					671067				
		всього заробітна плата, грн.					127205				
		Загальновиробничі витрати, грн.					62332				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.					163,75				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					23463				
		Всього будівельні роботи, грн.					894187				
		Всього по відділу 1					894187				

Відділ 2. Стіни, пілони.											
4	ЕН6-17-4	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 200 мм до 300 мм	100м ³	4,888	<u>126969,08</u> 100430,09	<u>22730,82</u> 11471,87	620625	490902	<u>111108</u> 56075	<u>1166,3</u> 111,3006	<u>5700,87</u> 544,04
5	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	33,317	<u>41983,73</u>	—	1398772	—	—	—	—
6	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	488,78	<u>4566,96</u>	—	2232239	—	—	—	—
7	ЕН6-17-5	Улаштування залізобетонних стін і перегородок висотою до 3 м, товщиною понад 300 мм до 500 мм	100м ³	0,465	<u>89134,72</u> 73365,72	<u>15732,76</u> 7887,91	41448	34115	<u>7316</u> 3668	<u>852</u> 76,5584	<u>396,18</u> 35,6
8	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	3,735	<u>41983,73</u>	—	156809	—	—	—	—
9	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35 [М450], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	46,5	<u>4566,96</u>	—	212364	—	—	—	—
Разом прямі витрати по відділу 2							4662257	525017	<u>118424</u> 59743		<u>6097,05</u> 579,64
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							4662257				

Всього по відділу 2							4958456				
Відділ 3. Перекриття											
10	ЕН6-22-1	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м ³	3,827	<u>96235,20</u> 83076,34	<u>13072,91</u> 6934,55	368292	317933	<u>50030</u> 26539	<u>964,77</u> 67,3508	<u>3692,17</u> 257,75
11	С124-26 варіант 1	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-500	т	71,812	<u>41983,73</u>	—	3014936	—	—	—	—
12	С1424-11605	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В35, крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м ³	382,7	<u>4566,96</u>	—	1747776	—	—	—	—
Разом прямі витрати по відділу 3							5131004	317933	<u>50030</u> 26539		<u>3692,17</u> 257,75

	Разом будівельні роботи, грн. в тому числі:	5131004				
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.	4763041 344472 174888 473,99 67913 5305892				
	Всього по відділу 3	5305892				
	Разом прямі витрати по кошторису Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.	10625116 10625116 9452924 1056437 533418 1438,94 206172 11158534	931103	<u>241089</u> 125334		<u>10776,6</u> 1214,62
	Всього по кошторису	11158534				
	Кошторисна трудоємність, люд.год.	13430,16				
	Кошторисна заробітна плата, грн.	1262609				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 Дод. К п.52	Вартість проектних робіт	557927				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 Дод. К п.53	Вартість експертизи проектної документації (К=1,1)	26758				
	Разом по главах 1–12:	11743219				
ДСТУ Б Д.1.1– 1:2013 п.5.8.16	Кошторисний прибуток (П)	268603				
	Разом (гл. 1–12 + П + АВ + Р + І)	12011822				
	Разом:	12011822				
	Податок на додану вартість	2402364				
	Всього по зведеному кошторисному розрахунку	14414186				