

Відкрите акціонерне товариство УкрНДІпроектстальконструкція
ім В.М.Шимановського

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО
ТРАНСПОРТУ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ТКАЧУК ІГОР АНАТОЛІЙОВИЧ

УДК 624.131.54+69.59.05

ДИСЕРТАЦІЯ

**МІЦНІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПРИ СИЛОВИХ І
ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВАХ**


05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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



І.А. Ткачук, інженер

Науковий керівник  Голоднов Олександр Іванович, доктор
технічних наук, професор

Харків – 2021

АНОТАЦІЯ

Ткачук І.А. Міцність залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах. – На правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Український державний університет залізничного транспорту, 2021.

Зміст дисертації. У вступі наведено характеристику роботи, яка включає актуальність, зв'язок роботи з науковими програмами, темами, мету, завдання досліджень, об'єкт і предмет дослідження, методи досліджень, наукову та практичну цінність отриманих результатів, відомості про впровадження й апробацію результатів досліджень, особистий внесок здобувача, характеристику публікацій.

Розділ 1 присвячено аналізу сучасних методів розрахунку та проектування несучих залізобетонних елементів будівель та споруд, які працюють на позацентровий стиск, при різних впливах.

Проаналізовано існуючі пропозиції щодо врахування нелінійних властивостей залізобетону. Відмічено, що особливістю запропонованих різними авторами методів розрахунку є використання різних передумов про роботу бетону. Розглянуто різні моделі роботи матеріалу. Застосування різних моделей вимагає використання і відповідних діаграм «напруження – деформації» бетону при різних впливах.

Вплив зміни характеристик залізобетону на роботу стержньових елементів можна врахувати шляхом зниження характеристик жорсткості перерізів. Оскільки залізобетонні колони являють собою, як правило, слабоармовані конструкції, врахування непружних властивостей навіть в першому наближенні дозволить виконати розрахунки за граничними станами першої та другої груп з достатньою точністю.

Аналіз існуючих методик дозволив встановити, що відсутні доведені до практичного використання методи розрахунку напружено-деформованого стану і несучої здатності залізобетонних колон при різних впливах. Визначення й

оцінка технічного стану та обґрунтування можливості подальшої надійної експлуатації конструкцій залізобетонних колон після силових і високотемпературних впливів являють складну задачу, рішення якої в наш час відсутнє. На основі виконаного аналізу сучасного стану питання сформульовано завдання дослідження.

У **розділі 2** викладено методичний підхід до оцінки технічного стану конструкцій будівель із залізобетонним каркасом. Основною метою проведення робіт із оцінки технічного стану конструкцій будівель залишається отримання контрольованих (визначальних) параметрів технічного стану.

Оцінка технічного стану будівельних конструкцій проводиться шляхом зіставлення контрольованих параметрів з відповідними проектними параметрами, а також з результатами перевірочних розрахунків. Контрольовані параметри визначаються в ході проведення візуального та інструментального обстежень.

У розділі також наведено особливості визначення технічного стану конструкцій після пожежі. Несуча здатність, прогини та тріщиностійкість конструкцій після пожежі визначаються в процесі розробки проекту відновлення окремих конструкцій і будівлі в цілому.

Розроблені пропозиції використано при визначенні технічного стану конструкцій реальної будівлі після пожежі.

В розділі 3 наведено результати експериментальних досліджень міцності арматури при високотемпературних впливах і вогнестійкості колон.

Для отримання експериментальних даних, які б дозволили визначити характер деформування і руйнування сталеві арматури під час впливу високих температур, було проведено дослідження зразків арматурної сталі різних класів у відповідності з вимогами чинних нормативних документів.

Для випробувань колон на вогнестійкість було виготовлено два однакові зразки перерізом 600х600 мм заввишки 2000 мм. Зразки було виготовлено на Броварському заводі залізобетонних виробів у металевій опалубці.

Після проведення випробувань зразків бетону і арматури для визначення характеристик матеріалів було виконано випробування колон на вогнестійкість. Ці випробування виконано у випробувальному центрі ТОВ “ТЕСТ”. Для випробувань використано спеціальну випробувальну піч та відповідні засоби вимірювальної техніки.

Після проведення випробувань колон на вогнестійкість було виконано розрізання для подальшого визначення міцності бетону й арматури.

В розділі 4 наведено пропозиції для визначення межі вогнестійкості і міцності залізобетонних колон та інших конструкцій, які працюють на стиск.

Розроблено методику розрахунку вогнестійкості залізобетонних колон по теплотехнічному розрахунку, яка дозволяє за прийнятих передумов і допущень визначити розподіл температури в перерізі колони при нагріванні. Розрахунок виконується за допомогою сучасних програмних комплексів, які засновано на застосуванні методу скінченних елементів. Розподіл температури в перерізі колони дозволяє врахувати зміну характеристик міцності та деформативності бетону й арматури при подальших розрахунках несучої здатності та вогнестійкості залізобетонних колон.

Наведено результати впровадження отриманих результатів в практику обстеження та проектування конструкцій після різних впливів.

В загальних висновках викладено основні результати, які було отримано в ході проведених досліджень. Відзначено актуальність для України проблеми розрахунку несучих залізобетонних конструкцій, які працюють на стиск, з урахуванням властивостей роботи залізобетону при різних впливах.

Ключові слова: залізобетонні колони, силові навантаження, високотемпературні впливи, міцність, вогнестійкість, технічний стан, залишковий ресурс.

SUMMARY

Tkachuk I. Strength of reinforce-concrete columns under force and high temperature influences. On the right of the manuscript.

Dissertation for obtaining the scientific degree of Candidate of Technical Sciences in specialty 05.23.01 “Building constructions, buildings and structures”. – Ukrainian State University of Railway Transport, 2021

Dissertation Contents. The Introduction outlines the general characteristics of the study, which includes relevance, connection of research work with scientific programs, plans, topics, purpose, tasks, characteristics of the research object and subject of study, research methods, scientific and practical value of work results, information on implementation and testing research results, personal contribution of the applicant, publication characteristics.

Chapter 1 is given over to analyzing modern methods for calculation and design of load-bearing reinforce-concrete members of buildings and structures working in compression under various influences.

The existing proposals for taking into account the nonlinear properties of reinforced concrete are analyzed. It is noted that a feature of the calculation methods proposed by various authors is the use of various assumptions on concrete strength. Various material behaviour models are considered. The application of various models requires using the corresponding stress-strain diagrams for concrete under various influences.

The influence of the reinforced concrete inelastic properties on the behaviour of axial elements can be taken into account by reducing the stiffness characteristics of the cross sections. Since reinforce-concrete columns are as a rule under-reinforced, taking into account inelastic properties even to a first approximation will allow us to perform the limit state design of the first group and the second group with sufficient accuracy for practical purposes.

The analysis of existing methods has allowed us to determine that the methods for calculating the stress-strain state and the bearing strength of reinforce-concrete columns under various influences have not been brought to practical use.

Determination and assessment of the technical state and justification of possible further reliable operation of reinforce-concrete column structures after force and high-temperature influences are a complex task, the solution of which is absent nowadays. The research objectives are formulated based on the analysis of the current state of the issue.

In **chapter 2** the methodological approach of the estimation of the technical state of constructions of frameless buildings with reinforce-concrete framework. The primary purpose of realization of the works of the building construction technical state estimation is the receipt of the controlled (qualificatory) parameters of the technical state.

The estimation of the technical state of building constructions is conducted by comparison of the controlled parameters with corresponding project parameters, and also on results of checking calculations. The controlled parameters are determined during realization of visual and instrumental inspections.

In the chapter the features of determination of the technical state of constructions after fire effect are also brought. Bearing strength, bending and crack resistance of constructions after fire effect determined during the process of development of rehabilitation project of separate constructions and full buildings.

The worked suggestions are used for determination of the technical state and development of project of strengthening of ceiling flags after a fire.

Chapter 3 presents the results of experimental studies concerning changes in the strength characteristics of reinforcement under high-temperature influences and fire resistance of columns.

To obtain experimental evidence indicating the nature of deformation and failure of steel reinforcement when exposed to high temperatures, a study of samples made of reinforcing steel of various classes was carried out in accordance with the requirements of current regulatory documents.

To test the columns for fire resistance, two identical samples with a cross section of 600x600 mm and a height of 2000 mm were made. Samples were produced in metal formwork at the Brovary plant for reinforce-concrete products.

After preliminary tests (to determine the material characteristics), the columns were tested for fire resistance. These tests were performed using the appropriate equipment of TEST LLC testing centre. A special test furnace and appropriate measuring equipment were used for the tests.

After testing the columns for fire resistance, cutting was performed to further determine the strength of concrete and reinforcement.

Chapter 4 contains proposals for determining the fire resistance of reinforced concrete columns and other structures in compression.

The procedure has been developed for calculating the fire resistance of reinforced concrete columns using a thermo-technical calculation, which allows for the accepted assumptions to determine the temperature distribution in the cross section of the column when heated. The calculation is performed using modern software systems that are based on the finite element method. The temperature distribution in the column cross section allows taking into account the change in the characteristics of strength and deformability of concrete and reinforcement for further calculations of the bearing strength and fire resistance of reinforce-concrete columns.

The evidence of the obtained results implementation in the practice of inspection and design of structures after various influences is given.

General Conclusions set out the main results obtained in the course of the research. The urgency of the problem concerning calculation of load-bearing reinforce-concrete structures in compression, taking into account the strength properties of reinforced concrete under various influences, is noted for Ukraine.

Keywords: reinforce-concrete columns, force influences, high temperature influences, durability, fire resistance, technical state, residual resource.

Список публікацій здобувача за темою дисертації
Статті у фахових виданнях та у виданнях, що включені до
наукометричних баз:

1. Gordiuk M. P., Semynoh M. M., Holodnov O. I., Tkachuk I. A. Determination of the technical state of buildings and constructions after force and temperature influences. *Technology audit and production reserves*. 2019. № 4/1(48). P. 4-10. (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення технічного стану з урахуванням високотемпературних впливів.

2. Gordiuk M. P., Semynoh M. M., Holodnov O. I., Tkachuk I. A., Ivanov B. V. Remaining resource of constructions of building and building is after different influences. *Technology audit and production reserves*. 2019. № 5/1(49). P. 4-9. (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення залишкового ресурсу з урахуванням високотемпературних впливів.

3. Голоднов А. И., Гордиук Н. П., Ткачук И. А., Семиног Н. Н. Определение остаточного ресурса изгибаемых элементов после различных воздействий. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. – Харків: УкрДУЗТ, 2015. – Вип. 151. – С. 94-102. (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення залишкового ресурсу згинаних елементів і зміни характеристик арматури після високотемпературних впливів.

4. Ткачук И. А., Семиног Н. Н., Отрош Ю.А. Результаты расчетов конструкций здания бизнес-центра. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2014. Вип. 14. – С. 105–110.

Особистий внесок – участь у виконанні розрахунків з урахуванням впливу високих температур при пожежі.

5. Голоднов А. И., Риблов В. В., В., Слюсар Ю. Н., Отрош Ю. А., Ткачук

И. А., Семиног Н. Н. Особенности расчета остаточного ресурса изгибаемых элементов после термических воздействий. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2014. Вип. 13. С. 104-115.

Особистий внесок – пропозиції щодо врахування особливостей розрахунку згинальних елементів після термічних впливів.

6. Отрош Ю. А., Ткачук І. А., Семиног М. М. Вплив технологічних факторів на вогнестійкість залізобетонних плит. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2013. Вип. 11. – С. 148-155.

Особистий внесок – участь у проведенні експериментальних досліджень залізобетонних плит.

7. Голоднов О. І., Отрош Ю. А., Ткачук І. А., Семиног М. М. Визначення характеристик міцності бетону й арматури при проведенні досліджень вогнестійкості залізобетонних колон. *Пожезна безпека: теорія і практика: Збірник наукових праць*. – Черкаси: АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2011. С. 37-43.

Особистий внесок – розробка методики визначення характеристик міцності арматури.

8. Ткачук І. А., Голоднов О. І. Експериментальні дослідження залізобетонних колон. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Київ: НДІБК, 2011. Вип. 74. Книга 1. – С. 240–247.

Особистий внесок – розробка методик проведення експериментальних досліджень вогнестійкості залізобетонних колон.

9. Голоднов О. І., Гордіюк М. П., Ткачук І. А., Семиног М. М. Визначення характеристик бетону залізобетонних конструкцій при різних впливах. *Науковий вісник Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки*. – Луганськ: ЛНАУ, 2010. С. 42-51.

Особистий внесок – проведення досліджень міцності бетону, визначення характеристик міцності арматури.

10. Ткачук І. А. Визначення характеристик міцності арматури при

високотемпературних впливах. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2010. № 4. С. 21–24.

11. Голоднов О. І. Гордіюк М. П., Ткачук І. А., Семиног М. М. Міцність та деформативність матеріалів залізобетонних конструкцій при силових і високотемпературних впливах. *Сборник научных трудов Донбасского государственного технического университета*. – Алчевськ: ДДМІ, 2009. Вип. 29. С.275-284.

Особистий внесок – розробка методики визначення міцності арматури, проведення випробувань арматури, участь у підготовці статті.

12. Ткачук І. А., Голоднов О. І. Розрахунок залізобетонних згинаних конструкцій з урахуванням високотемпературних впливів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. – Рівне: НУВГтаП, 2009. Вип. 19. С. 240–246.

Особистий внесок – розробка методики розрахунку згинаних конструкцій з урахуванням високотемпературних впливів.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

13. Голоднов О. І., Гордіюк М. П., Ткачук І. А. Семиног М. М. Визначення характеристик міцності арматури і бетону при високотемпературних впливах. *Пожезна безпека: теорія і практика: матеріали міжнародної науково-практичної конференції (7 жовтня 2011 р., м. Черкаси, Україна)*. – Черкаси: АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2011. – С. 96-99.

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах.

14. Семиног М. М., Ткачук І. А. До визначення характеристик бетону і арматури при високотемпературних впливах. *Теорія та практика ліквідації надзвичайних ситуацій. Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції «Теорія та практика ліквідації надзвичайних ситуацій» (м. Черкаси, 02-03 грудня 2010 р.)*. – Черкаси; АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2010. С. 73-75.

Особистий внесок – участь у проведенні випробувань із визначення характеристик міцності арматури після високотемпературних впливів.

15.Ткачук І. А. Зміна характеристик міцності та деформативності арматури при високотемпературних впливах. *Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку: Тези доповідей VI Міжнародної науково-технічної конференції «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку» (м. Київ, 6-10 вересня 2010 р.). – Київ: «Сталь», 2010. С. 214-215.*

Публікації, що додатково відображають матеріали дисертації:

16. Голоднов А. И., Кудряшов В. А., Палевода И. И., Отрош Ю. А., Ткачук И. А., Семиног Н. Н., Дробыш А. С. Сопоставительная оценка огнестойкости железобетонных многопустотных плит с использованием стандартов Беларуси, Украины, Европейского Союза, а также расчетных методов. *Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь*. 2015. № 1 (21). С. 30-39.

Особистий внесок – участь у проведенні експерименту, співставленні вогнестійкості залізобетонних плит з використанням стандартів України, Білорусі, Європейського Союзу.

17. Гордіюк М. П., Ткачук І. А. До розрахунку елементів будівель при високотемпературних впливах. *Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури: Збірник наукових праць. Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології.* – Макіївка: ДонНАБА, 2009. Вип. 2009–4 (78). С. 226–231.

Особистий внесок – розробка методики розрахунку будівель з урахуванням високотемпературних впливів.

18. Ткачук І.А. Несна здатність залізобетонних згинаних конструкцій при силових, деформаційних і високотемпературних впливах. *Дороги і мости: Збірник наукови праць.* – Київ: ДерждорНДІ, 2009. Вип. 11. С. 349–353

ЗМІСТ

	С.
ВСТУП	14
РОЗДІЛ 1. СТАН ПИТАННЯ І ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ	21
1.1. Загальні принципи проектування залізобетонних конструкцій, які працюють на позацентровий стиск	21
1.2. Методи контролю параметрів міцності бетону залізобетонних конструкцій	23
1.3. Методи контролю параметрів міцності арматури залізобетонних конструкцій	29
1.4. Розрахункові моделі будівельних конструкцій, будівель та споруд	33
1.5. Зміна характеристик міцності та деформативності матеріалів залізобетонних конструкцій при високотемпературних впливах	41
1.6. Висновки і завдання досліджень	49
РОЗДІЛ 2. ВИЗНАЧАЛЬНІ ПАРАМЕТРИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПІСЛЯ СИЛОВИХ І ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВІВ	52
2.1. Загальні положення	52
2.2. Методологія визначення параметрів технічного стану залізобетонних колон	55
2.3. Особливості визначення технічного стану залізобетонних конструкцій після пожежі	64
2.4. Особливості розрахунку залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах	68
2.5. Результати обстеження конструкцій цеху ПАТ «Текстемп» за адресою вул. Колекторна, 30 в м. Києві після пожежі	81
2.6. Висновки по розділу 2	85

РОЗДІЛ 3. МЕТОДИКА І РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ АРМАТУРИ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПРИ ВИСОКОТЕМПЕРАТУР- НИХ ВПЛИВАХ	87
3.1. Загальні положення	87
3.2. Визначення характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах	89
3.3. Методика і результати досліджень залізобетонних колон на вогнестійкість	94
3.4. Висновки по розділу 3	110
РОЗДІЛ 4. ПРАКТИЧНЕ ЗАСТОСУВАННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОБОТИ	112
4.1. Практична методика розрахунку залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах	112
4.2. Практична методика визначення залишкового ресурсу залізобетонних колон	130
4.3. Результати розрахунків конструкцій будівлі бізнес-центру за адресою пр. Богдана Хмельницького, 102 в місті Донецьку	135
4.4. Висновки по розділу 4	138
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	140
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	143
Додаток А. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА	155
Додаток Б. ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ	160
ДОДАТОК В. ДОКУМЕНТИ, ЩО ПІДТВЕРДЖУЮТЬ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ	162

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. Конструкції будівель та споруд проектують для сприйняття всіх навантажень і впливів, які діють в будівлі. У зв'язку з цим надійність експлуатації, довговічність і безпечність будівель та споруд забезпечується завдяки використанню якісних матеріалів і технології виконання робіт з монтажу конструкцій. За час експлуатації несуча здатність конструкцій під впливом різних чинників (агресивного впливу оточуючого середовища, фізичного зносу, високотемпературних впливів при пожежі тощо) може знизитись. Більшість впливових чинників на конструкції носять випадковий характер, тому надійність будівельних конструкцій визначається методами теорії ймовірності [1].

Характеристики реальних конструкцій, матеріалів та впливів можуть відрізнятися від проектних. Цей фактор враховується введенням в розрахунок коефіцієнтів надійності, які мають забезпечити надійну роботу конструкцій, будівель та споруд в цілому за таких умов. Більшість конструкцій будівель та споруд в першу чергу повинні відповідати критерію міцності, тобто розрахунку за граничними станами першої групи. Як критерії граничного стану розглядаються сукупність ознак граничного стану об'єкту у відповідності з вимогами нормативної (НД) або проектної документації (ПД). При цьому в залежності від умов експлуатації для об'єкту може бути встановлено один або кілька критеріїв граничного стану [1-5].

Залізобетонні колони були і залишаються складовою частиною виробничих, житлових і громадських будинків. Такі конструкції працюють, як правило, на позацентровий стиск. Крім колон, на позацентровий стиск працюють пояси залізобетонних ферм, ригелі багатопверхових будівель тощо.

Досвід експлуатації таких конструкцій свідчить про достатній запас несучої здатності за умов відсутності непередбачуваних впливів. Як одна з найбільш істотних причин підвищеної небезпеки розглядається нерівномірний нагрів і зміна характеристик міцності та деформативності матеріалів при

пожежі. У зв'язку з цим виникає необхідність в проведенні робіт із обстеження, оцінки технічного стану та відновлення експлуатаційної придатності існуючих конструкцій і прогнозування зміни їхнього технічного стану в часі. Ця обставина потребує передбачувати можливість руйнування при дії різних чинників, зокрема, високотемпературних впливів, з подальшим використанням захисних заходів у вигляді ремонту, посилення або заміни. При цьому необхідно визначати напружено-деформований стан (НДС) і виконувати роботи із продовження терміну експлуатації як окремих конструкцій, так і будівель та споруд в цілому [6-12].

Значення загальної деформації арматури при пожежі залежить від деформації температурного розширення, зміни модуля пружності, а також деформацій повзучості. Під поняттям «температурна повзучість» мається на увазі зміна деформацій в часі при постійних значеннях температури та прикладеного навантаження. [10] Основними чинниками, які впливають на величину та швидкість температурної повзучості, вважаються величини силових напружень, температура, а також тривалість їх спільних впливів [6-12].

Для залізобетонних колон, які випробовуються без навантаження, час досягнення граничного стану за ознакою втрати несучої здатності визначають за даними вимірювань температури по товщині зразка розрахунковим методом, який має відповідати вимогам ДБН В.1.1-7:2016 [6].

Все вищезгадане свідчить, що визначення характеру деформування, міцності та текучості арматурної сталі при високотемпературних впливах являє собою складну задачу. Зокрема, прийняття за граничну температуру 500°C не може бути обґрунтованим: при такій температурі арматурна сталь може опиратись і досить суттєво, про що свідчать дані, які наведені в чинних нормативних документах і настановах.

У зв'язку з великим розповсюдженням в практиці проектування і будівництва вивчення НДС залізобетонних конструкцій, які працюють на позацентровий стиск, відвіку привертало увагу дослідників. Суттєвий внесок до вирішення проблеми розрахунку залізобетонних елементів при різних впливах

внесли С.Александровський, В.Байков, А.Бамбура, В.Бачинський, О.Берг, В.Бондаренко, О.Гвоздєв, О.Голоднов, О.Голишев, Б.Демчина, М.Карпенко, Є.Клименко, В.Мурашев, С.Поздєєв, С.Фомін та ін. Незважаючи на це, методики розрахунку, які рекомендовано чинними нормативними документами [11, 12], не завжди дають можливість правильно оцінити деформативність конструкцій, оскільки в їх основу покладено передумови про пружну або пружнопластичну роботу матеріалу в експлуатаційній стадії.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Питання управління експлуатаційним терміном служби для забезпечення надійності та безпеки промислових та цивільних об'єктів визначені як пріоритетні завдання в Постанові КМУ від 8 жовтня 2004 р. № 1331 "Про затвердження Державної науково-технічної програми "Ресурс". Тема дисертації прямо пов'язана та відповідає актуальним напрямам науково-технічної політики України в галузі оцінки технічного стану будівельних конструкцій відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України №409 від 5 травня 1997 р. «Про забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж».

Дисертацію виконано в рамках науково-дослідної роботи кафедри будівельних конструкцій ДонДТУ (м. Алчевськ) за темою «Вплив локальних термічних дій на міцність і стійкість елементів металевих будівельних конструкцій» №ДР 0109U008624 (НДР № 21К) [13] і науково-дослідної роботи кафедри будівельних конструкцій ЧПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України (м. Черкаси) «Прогнозування технічного стану будівельних конструкцій при дії силових, деформаційних та високотемпературних впливів» № ДР 0113U004019 [14], де автор був співвиконавцем.

Частину робіт виконано за рахунок господарських договорів з розрахунку конструкцій, обстеження, визначення технічного стану конструкцій, будівель та споруд.

Мета роботи полягає у виявленні особливостей роботи, оцінки НДС і несучої здатності залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах.

Завдання досліджень:

- узагальнити результати досліджень в області визначення НДС і несучої здатності залізобетонних колон та інших конструкцій, які працюють на позацентровий стиск, при силових і високотемпературних впливах;
- для конструкцій колон будівель із залізобетонним каркасом запропонувати критерії визначення параметрів НДС і технічного стану при силових і високотемпературних впливах для оцінки можливості подальшої експлуатації або розробки заходів щодо відновлення конструкцій шляхом ремонту, посилення або заміни;
- провести експериментальні дослідження арматури різних класів на розтяг при підвищених температурах для отримання аналітичних залежностей, які визначають зміну характеристик міцності при нагріві;
- удосконалити методику експериментальних досліджень та провести випробування залізобетонних колон на вогнестійкість з визначенням характеристик міцності бетону в перерізі після нагріву;
- удосконалити комп'ютерну модель визначення несучої здатності конструкцій при силових і високотемпературних впливах з урахуванням особливостей розподілу температури по перерізу колон;
- впровадити отримані результати при вирішенні практичних задач.

Об'єкт досліджень—несуча здатність залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах.

Предмет досліджень – ступінь впливу силового навантаження і високих температур на напружено-деформований стан і несучу здатність залізобетонних колон.

Методи досліджень. В роботі використані наступні методи досліджень:

- аналіз літературних джерел;
- теоретичні та чисельні дослідження залізобетонних каркасів;
- комп'ютерне моделювання НДС залізобетонних колон;
- методи експериментального визначення вогнестійкості колон.

Наукова новизна одержаних результатів.

Вперше:

- на основі проведених досліджень встановлені аналітичні залежності, які дозволяють визначити характеристики міцності арматури при нагріві до різних температур;
- на основі проведених експериментальних досліджень встановлені величини фізико-механічних характеристик арматури та бетону після випробувань залізобетонних колон на вогнестійкість;
- розроблено методику визначення НДС і технічного стану залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах на основі отриманих автором аналітичних залежностей.

Отримали подальший розвиток:

- методика експериментальних досліджень залізобетонних колон, яка дозволяє після випробувань на вогнестійкість визначити характеристики бетону і арматури руйнівними методами;
- методика розрахунку несучої здатності залізобетонних колон при спільній дії силових і високотемпературних впливів з урахуванням зміни характеристик міцності та деформативності матеріалів.

Практичне значення отриманих результатів. На основі проведених досліджень розроблено методи визначення контрольованих параметрів залізобетонних колон після силових і високотемпературних впливів, розрахунку НДС і оцінки технічного стану з обґрунтуванням можливості подальшої експлуатації конструкцій, будівель та споруд в цілому. Запропоновані підходи дозволяють враховувати зміну властивостей бетону й арматури залізобетонних конструкцій, які працюють на позацентровий стиск, після силових і високотемпературних впливів. Результати дисертаційних досліджень знайшли впровадженню при вирішенні наступних практичних задач:

- при проведенні обстежень, розрахунках конструкцій, визначенні технічного стану конструкцій будівлі цеху ПАТ «Текстемп» за адресою вул. Колекторна, 30 в м. Києві після пожежі;

–розрахунку на вогнестійкістьколон будівлі бізнес-центру за адресою пр. Богдана Хмельницького, 102 в місті Донецьку.

Документи, які підтверджують результати впровадження роботи, наведено в Додатку В.

Особистий внесок здобувача:

Основні результати дисертаційної роботи отримані автором самостійно, а саме:

- виконано підбір, узагальнення й аналіз отриманих раніше результатів, формулювання мети та завдань досліджень;
- розроблено методики та проведено експериментальні дослідження арматури різних класів при підвищених температурах;
- отримано аналітичні залежності, які дозволяють визначити зміну характеристик міцності арматури при нагріві до температур від 100 до 700°С;
- розроблено методики та проведено експериментальні дослідження залізобетонних колон на високотемпературні впливи з метою визначення їх вогнестійкості та характеристик бетону і арматури;
- удосконалено методики розрахунку залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах;
- виконано розрахунки реальних конструкцій на вогнестійкість і несучу здатність при силових і високотемпературних впливах.

Окремі положення досліджень виконані у співавторстві, відображені в переліку наукових публікацій.

Апробація результатів дисертації. Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідалися й отримали підтримку на науково-практичних конференціях різного рівня: колоквиумі «Розрахунок і проектування просторових конструкцій» (м. Скадовськ, Україна, 7-10 вересня 2009 року); Міжнародній науково-практичній конференції «Сучасні технології і методи розрахунків у будівництві» (м. Луцьк, 4-6 жовтня 2009 р.); IV Міжнародній науково-технічній конференції «Баштові споруди: матеріали, конструкцій, технології» (м. Макіївка, 17-19 листопада 2009 р.); 3-ій

міжнародній науково-практичній конференції «Математичні моделі процесів у будівництві» (м. Луганськ, 24-25 березня 2010 р.); VI Міжнародній науково-технічній конференції «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку» (м. Київ, 6-10 вересня 2010 р.); Міжнародній науково-практичній конференції «Теорія та практика ліквідації надзвичайних ситуацій» (м. Черкаси, 02-03 грудня 2010 р.); Шостій Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Одеса, 24-27 травня 2011 р.); Міжнародній науково-практичній конференції «Пожежна безпека: теорія і практика» (м. Черкаси, 7 жовтня 2011 р.); III-й та IV-й Міжнародних науково-практичних конференціях «Надзвичайні ситуації: безпека та захист» (Черкаси, 2013 – 2014 рр.); Міжнародній науково-технічній інтернет-конференції «Проектування, виготовлення і монтаж сталевих конструкцій. Досвід та перспективи розвитку» (Київ, 2013 р.); V Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 2015 р.).

Публікації. Основні наукові результати дисертаційної роботи опубліковано у 18 наукових працях, з яких 12 статей у виданнях, що входять до переліку фахових видань України, в тому числі 3 у виданнях, що включено до міжнародних науко-метричних баз; 3 праці апробаційного характеру, 3 додаткові публікації.

Структура дисертації. Дисертація складається із анотацій, вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків. Загальний обсяг дисертації складає 165 сторінок, із них 124 сторінок – основна частина тексту. У тексті міститься 44 рисунків, 16 таблиць, список використаних джерел обсягом 122 найменувань, 3 додатки.

РОЗДІЛ 1

СТАН ПИТАННЯ ТА ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Загальні принципи проектування залізобетонних конструкцій, які працюють на позацентровий стиск

Залізобетон – це технічно можливе й економічно доцільне поєднання двох різних матеріалів: бетону та сталеві арматури, яка раціонально розташована в конструкціях для сприйняття зусиль розтягу, а в ряді випадків – і стиску. Бетон – це штучний камінь, який добре чинить опір стиску і значно гірше (майже у 10–20 разів) – розтягу. Ця особливість бетону найбільш несприятлива для згинаних і розтягнутих елементів, які мають широке поширення в будівлях та спорудах [15].

У будівлях та спорудах, разом зі згинаними, є елементи, що працюють на позацентровий (в загальному випадку) стиск і які є також основними несучими елементами будівельних конструкцій і будівель в цілому.

У багатоповерхових будівлях такими елементами є колони, що підтримують перекриття; в одноповерхових будівлях – колони, що підтримують кроквяні конструкції; у фермах – стиснуті пояси-, в безкаркасних будівлях – несучі стіни.

В умовах експлуатації елементи можуть бути позацентрово-стиснутими з випадковим ексцентриситетом і позацентрово-стиснутими з ексцентриситетом, який перевищує величину випадкового ексцентриситета. Позацентрово-стиснуті елементи з випадковим ексцентриситетом можна розглядати (умовно) як центрально-стиснуті.

До центрально-стиснутих елементів відносять проміжні колони в будівлях та спорудах, верхні пояси ферм, які завантажено вузловим навантаженням, висхідні розкоси і стійки грат ферм, а також деякі інші конструктивні елементи. Насправді, внаслідок недосконалості геометричних форм елементів конструкцій, відхилення їхніх реальних розмірів від тих, що

призначаються за проектом, неоднорідності бетону тощо звичайний центральний стиск в чистому вигляді не спостерігається, а має місце позацентровий стиск з так званими випадковими ексцентриситетами.

За формою поперечного перерізу стиснуті елементи з випадковим ексцентриситетом роблять найчастіше квадратними або прямокутними, рідше круглими, тавровими, двотавровими або багатограними.

В більшості випадків стиснуті конструкції, крім дії поздовжньої стискаючої сили N , сприймають і згинальний момент M . Такий момент виникає, наприклад, від додатку поздовжньої сили N з деяким ексцентриситетом відносно центру тяжіння перерізу колони.

Згинальний момент може виникати у вузлових з'єднаннях колон, в стійках рамної конструкції, від безпосереднього додатку до колони поперечної сили, наприклад, від вітрового навантаження, від дії температури, нерівномірного осідання опор тощо [15].

Ці конструкції знаходяться в умовах позацентрального стиску. До них також відносяться колони одноповерхових виробничих будівель, які завантажено тиском від кранів, верхні пояси безрозкісних ферм, стіни підземних резервуарів та інші аналогічні конструкції.

Для розрахунку залізобетонних конструкцій у всіх випадках необхідно знати величину розрахункового ексцентриситету поздовжньої сили e_0 .

В залежності від особливостей армування стиснуті елементи розрізняють:

- 1) по вигляду поздовжнього армування – з гнучкою поздовжньою арматурою і хомутами або з жорсткою несучою поздовжньою арматурою;
- 2) по вигляду поперечного армування – із звичайним поперечним армуванням або з непрямою арматурою, що враховується в розрахунку.

У зв'язку з цим, питання визначення характеристик міцності для арматури та бетону експлуатованих конструкцій, особливо після непроекtnих впливів (зокрема, високотемпературних при пожежі), було і залишається пріоритетним завданням для експертів будівельних конструкцій.

1.2. Методи контролю параметрів міцності бетону залізобетонних конструкцій

Основою для класифікації способів визначення контрольованих параметрів залізобетонних конструкцій (характеристик міцності та деформативності) є фізична суть, яку покладено в їх основу. Способи визначення характеристик матеріалів за типом впливу на конструкції розділяються на руйнівні, з місцевим руйнуванням і неруйнівні.

Руйнівним називається метод, при якому після випробувань елемент зруйновано і він не придатний для подальшого використання за своїм призначенням. Якщо після випробування конструкція залишається робото спроможною, але її необхідно відремонтувати, то такий метод називається «з місцевим (локальним) руйнуванням». До неруйнівних методів відносять методи, при дії яких на конструкцію не знижується її експлуатаційна придатність [16-18 та ін.].

В основу руйнівного методу покладено випробування до руйнування контрольних зразків, які виготовляються з того ж бетону і за тією ж технологією, що і залізобетонна конструкція. За таких умов вважається, що міцність бетону в контрольних зразках і в конструкції однакова. Даним методом визначається міцність на стиск f_{cd} і на розтяг f_{ctm} . Як контрольні зразки приймаються куби розмірами 100 x 100 x 100 мм, 150 x 150 x 150 мм, 200 x 200 x 200 мм і балочки (призми) розмірами 100 x 100 x 400 мм або 150 x 150 x 600 мм. У зарубіжних країнах як контрольні зразки використовуються циліндри 100 x 100 x 400 мм [17].

Зразки для випробування (куби та циліндри) можуть бути вилучені з будівельної конструкції шляхом випилювання, свердління тощо. При такому підході можна вважати, що визначається міцність бетону в експлуатованій конструкції, хоча в процесі вилучення можуть виникати мікроруйнування на поверхні зразків.

На основі проведених випробувань міцність бетону можна визначити по величині руйнуючого навантаження [17]:

$$R = f(P), \quad (1.1)$$

де R – характеристика міцності бетону (f_{cd} , f_{ctm} тощо, МПа або кг/см²); P – зусилля, при якому руйнується зразок, кН або кгс; f – аналітична залежність між зусиллям і міцністю.

Даний метод отримання характеристик бетону має широке розповсюдження. Основні дослідження в цьому напрямку були проведені О. Гвоздевим, Б. Скрамтаєвим, О. Бергом та іншими дослідниками, а найбільшого розвитку руйнівний метод отримав в 50-х роках минулого століття водночас із розвитком будівельної індустрії СРСР [17, 18]. Порядок визначення характеристик бетону регламентується чинними нормативними документами [19, 20 та ін.]

Руйнівним методом можна визначити основні контрольовані параметри бетону (міцність на стиск f_{cd} , міцність на розтяг f_{ctm} , модуль пружності E_{cd} , коефіцієнт Пуассона μ). Міцність бетону в серії визначається як середнє арифметичне значення міцності в окремих зразках.

Міцність бетону на розтяг розраховується за результатами випробувань спеціальних зразків «вісімок», на вигин призм, або шляхом розколювання циліндрів (кубів).

З огляду на вищевикладене, цей метод можна вважати найточнішим. Тому він прийнятий за еталон при оцінці інших методів.

Проте високу точність методу можна визнати тільки при оцінці характеристик бетону в самих випробовуваних зразках. Розповсюдження значення характеристик бетону в зразках на бетон в конструкціях може призвести до значних погрешностей. По-перше, умови укладання, ущільнення, термовологісної обробки та твердіння бетону в зразках і конструкціях відрізняються, оскільки позначається вплив технологічних чинників. По-друге, навіть при подібності бетону в зразках і конструкціях процес твердіння залежить від розмірів, відкритої поверхні конструкції, ступеня прогрівання. По-третє, відмінність між наростанням міцності бетону в зразках і конструкціях ще

більш суттєві у разі застосування попереднього напруження або центрифугування бетону. З цього виходить, що міцність бетону у зразках і конструкціях завжди різна. Тому контроль міцності бетону по зразках є в деякій мірі умовним і дозволяє, в основному, оцінити якість бетонної суміші. До того ж цей метод дозволяє отримати результат лише під час виготовлення конструкції – для експлуатованих конструкцій цей метод не може бути використаний, оскільки на конструкції можуть діяти різні впливи, в т.ч. і непередбачувані проектом.

Для усунення таких недоліків щодо експлуатованих конструкцій було запропоновано вилучати з конструкції за допомогою спеціального устаткування кубики або циліндрові керни. У цьому випадку міцність бетону в зразках максимально відповідатиме міцності бетону в конструкції (в тій частині, де відбулося відбирання зразків).

Метод місцевого (локального) руйнування бетону включає групу самостійних методів, які застосовуються для руйнування бетону на окремих ділянках конструкцій [15-17, 21 та ін.].

Метод відриву зі сколюванням засновано на використанні залежності зусилля, яке необхідно прикласти для виривання анкерного стержня з бетону, від міцності бетону. Разом з анкерним стержнем виривається також частина бетону конічної форми, що потребує ремонту конструкції після випробувань.

Визначення міцності бетону призводять за формулою [21]:

$$f_{cd} = f(P), \quad (1.2)$$

де P – зусилля, при якому виривається анкерний стержень, кН або кгс; f – аналітична залежність зусилля від міцності.

Для постійного контролю міцності монолітного бетону при бетонуванні встановлюються анкерні стержні в місцях, в яких передбачається визначити міцність. Після твердіння бетону встановлені стержні висмикуються. Міцність вже затверділого бетону можна також визначити шляхом свердління отвору, в який вставляється анкерний пристрій з розтискним конусом.

Діаметр шпuru (отвору) в бетоні для анкерного пристрою має бути 25 мм, а глибина повинна відповідати величині, що регламентована чинними НД [17, 21].

Закладення анкерних пристроїв повинно забезпечувати надійне зчеплення анкера з бетоном конструкції. Висмикування анкерних пристроїв здійснюється переносним гідравлічним пресс-насосом ГПНВ-5, конструкцію якого розроблено в Донецькому ПромбудНДІпроекті під керівництвом І. Вольфа [17, 21]. Цей прилад може створювати зусилля в 5500 кгс.

При випробуваннях бетону міцністю до 40 МПа можна використовувати гідравлічний прес-насос типу ГНВС-4, який дозволяє розвивати зусилля в 40 кН. В процесі навантаження до анкерного стержня в бетоні на рівні кінця анкера виникають напруження розтягу і дотичні напруження. Після досягнення такими напруженнями граничних значень бетон руйнується по твірній конуса від розтягу і сколювання.

Міцність випробуваного бетону визначається за формулою [21]:

$$f_{cd} = \alpha m P, \quad (1.3)$$

де P – зусилля висмикування анкерного пристрою, кН або кгс; α – коефіцієнт пропорційності між зусиллям висмикування та міцністю бетону, який визначається за відповідними методиками [17, 21]; m – коефіцієнт, що враховує максимальний розмір крупного заповнювача в зоні висмикування.

Ділянки конструкції, на яких виникло руйнування бетону після випробування, закладаються бетоном. Міцність бетону для закладання має відповідати міцності бетону основної конструкції.

Розглянутий метод можна вважати достатньо точним, оскільки його засновано на використанні характеристики міцності бетону. Крім того, за цим методом визначається міцність бетону в конструкції. До недоліків методу можна віднести його високу трудомісткість, а також обмеженість його використання при випробуваннях в елементах конструкцій, які працюють на

позацентровий стиск, оскільки відбувається часткове руйнування бетону й послаблення поперечного перерізу випробовуваних елементів.

Метод сколювання кутів засновано на використанні залежності зусилля, яке необхідно прикласти для сколювання кута в конструкції на певній довжині, від міцності бетону. Міцність бетону визначають по зусиллю сколювання, використовуючи градувальну залежність («зусилля сколювання – міцність»). Ця залежність визначається за формулою (1.2).

Для проведення випробувань застосовується прилад ГПНВ-5 і спеціальний пристрій, що забезпечує додаток зусилля під кутом 18% до навантажуваної поверхні. Довжина сколюваної ділянки дорівнює 30 мм, а глибина – 20 мм.

Переваги та недоліки методу аналогічні методу відриву зі сколюванням.

Неруйнівні методи визначення міцності бетону являють собою цілу низку методів, що дозволяють без руйнування бетону визначати його міцність. При цьому використовуються різні непрямі величини, що мають зв'язок з міцністю.

Склерометричний метод або метод пластичних деформацій заснований на використанні залежності діаметру відбитку, який отримано внаслідок пластичних деформацій бетону від удару об його поверхню сферичним пружним тілом, наприклад, кулькою, від міцності бетону. В цьому випадку враховуються тільки пластичні властивості бетону [17, 21].

Метод пружного відскоку заснований на використанні залежності величини відскоку пружного тіла при зіткненні його з поверхнею бетону, від міцності цього бетону.

У вогнепальному методі використовується залежність об'єму зруйнованого бетону в конструкції від удару кулі, випущеної з пістолета, від міцності цього бетону [17]:

$$f_{cd} = f(V), \quad (1.4)$$

де V – об'єм зруйнованого бетону, см^3 ; f – графічна залежність об'єму зруйнованого бетону від його міцності.

Послідовність вимірювання міцності бетону наступна: в конструкції вибирається ділянка розміром 300 x 300 мм і в цю ділянку робляться постріли з пістолета. Під час удару кулі частина бетону руйнується і з'являється воронка.

Міцність бетону визначається в залежності від об'єму зруйнованого бетону. Об'єм зруйнованого бетону визначається шляхом заповнення отвору пластиліном або іншим пластичним матеріалом. Градувальна крива будується за результатами вогнепальних випробувань контрольних кубів.

До недоліків методу слід віднести підвищену небезпеку для життя випробувача, яка пов'язана з можливим рикошетом кулі й осколками зруйнованого бетону. Тому даний метод знайшов широке застосування тільки при будівництві об'єктів військового призначення, де є досвід володіння вогнепальною зброєю.

Ультразвуковий імпульсний метод використовує залежність швидкості розповсюдження імпульсного ультразвуку від міцності бетону [17, 22].

Випробування за цим методом проводяться з використанням ультразвукових приладів з абсолютною погрішністю виміру часу t поширення ультразвуку $\pm 0,01t + 0,1$ (мкс). Виміри виконуються, як правило, способом наскрізного прозвучування з використанням механічно не пов'язаних між собою п'єзоелектричних перетворювачів.

Принципи роботи сучасних приладів засновано на вимірюванні параметрів T - часу поширення ультразвукових імпульсів в діапазоні 10...999,9 мкс в твердих матеріалах за допомогою наскрізного та поверхневого прозвучування при визначенні міцності матеріалів. Міцність бетону визначається по градувальній залежності відповідно із середнім значенням часу поширення ультразвуку.

1.3. Методи контролю параметрів міцності арматури залізобетонних конструкцій

Реконструкцію зазвичай проводять внаслідок морального або фізичного зносу конструкцій. В першому випадку необхідно знайти залишковий ресурс експлуатованих конструкцій. У другому випадку необхідно знайти додаткові ресурси несучої здатності з метою максимального зниження витрат на посилення та відновлення. Перевірити несучу здатність конструкції можливо за допомогою розрахунків із використанням сучасних ПК МСЕ, встановлених параметрів НДС і фізико-механічних характеристик матеріалів (бетону й арматури) [23-25].

В рамках напрямку досліджень міцності металу та арматурної сталі необхідно враховувати існуючий досвід щодо визначення варіації механічних властивостей сталі в залежності від року виробництва [26-29], обставин виробництва [30, 31], а також враховувати специфічні особливості прокату й арматурної сталі, зокрема, анізотропію, яка призводить до зміни характеристик міцності при зміні напрямку з поздовжнього на поперечний та по товщині [32, 33].

Для напівспокійної сталі при товщині листів 10...20 мм тимчасовий опір на 60...86 МПа нижчий за опір для спокійної, а при товщині 30 мм і більшій виявляється нижчим на 57...71 МПа [27, 29].

В перпендикулярному площині прокату напрямку величина тимчасового опору на розтяг може бути майже вдвічі меншою за величину, що регламентована чинним державним стандартом [34]. Було також встановлено, що для забезпечення надійності сталевих конструкцій необхідно виконувати випробування товстих сталевих листів на розтяг і по товщині [35].

Дослідження арматури в залізобетонних конструкціях необхідно виконувати неруйнівними методами. Це можна пояснити специфікою таких конструкцій і неможливістю у більшості випадків відбору зразків арматури для досліджень без зниження експлуатаційних властивостей. Наявність арматури

можна виявити за допомогою магнітного або радіологічного методів. В окремих випадках (якщо це не призводить до зниження експлуатаційних властивостей) для визначення міцності арматури з конструкції вирізають зразки для випробувань в умовах лабораторії. При визначенні міцності арматури за даними механічних випробувань число стержнів одного типу, які відібрано з однотипних конструкцій, повинна бути не меншою за три [36]. При неможливості відбору зразків НД рекомендують використовувати для розрахунків відповідні, явно занижені значення опору арматури на розтяг [37].

Прийняття явно занижених характеристик арматурної сталі призводить до недооцінки реальної міцності конструкцій та посилення конструкцій «із запасом».

Чинні нормативні документи та стандарти [38-40] встановлюють перелік механічних показників та методи механічних випробувань сталі.

Основним методом випробувань арматурної сталі залишається випробування зразків на одноосний статичний розтяг для визначення межі текучості σ_t , тимчасового опору розриву σ_b , модуля пружності та відносного подовження при розриву. Такі методи випробування потребують руйнування конструкції з метою вирізання стандартних зразків [41-45]. Використання такого методу обмежено, а отримані результати, внаслідок статистичного розкиду даних, можуть бути не достовірними.

Крім руйнівних існують і неруйнівні методи, які дозволяють виконати дослідження властивостей сталі без вилучення зразків. Слід зауважити, що ці методи досліджень дозволяють визначити властивості матеріалу за непрямими характеристиками. Перша група (фізичні методи) заснована на дослідженнях різних (магнітних, електричних, радіологічних тощо) властивостей матеріалів, які змінюються під навантаженням. Внаслідок використання спеціального обладнання ці методи не можуть забезпечити зручності, терміновості, мобільності та достовірності отримання характеристик сталі при випробуваннях.

Існують інші методи оцінювання НДС, міцності та залишкового ресурсу металоконструкцій [1, 46]. Автор одного з цих методів Є.Єгоров [47] на основі багаторічних обстежень споруд сталевих резервуарів розробив методику визначення проектного значення несучої здатності конструкції:

$$\Phi = \Gamma_n * y_c * R_y, \quad (1.5)$$

де Γ_n – номінальні проектні значення геометричних характеристик; y_c – коефіцієнт надійності (умов роботи); R_y – нормативне значення опору сталі.

Пропонується на етапі проектування ввести залежність значення несучої здатності конструкції від терміну експлуатації:

$$\Phi = A * \Gamma_n * y_c * R_y, \quad (1.6)$$

де константа A залежить від терміну експлуатації.

З викладеного можна зробити висновок про те, що основною ідеєю такого оцінювання залишається перетворення загального коефіцієнту надійності (умов роботи) в коефіцієнт, який дозволяє врахувати вплив на несучу здатність конструкцій характерних дефектів виготовлення та пошкоджень експлуатаційного характеру.

Найбільше розповсюдження отримали механічні методи локального руйнування. Найбільш поширеними залишаються методи, які засновані на вимірюваннях твердості. Ці методи поділяються на статичні та динамічні і потребують ретельного підготування поверхні конструкцій. При підготовці поверхні недопустима зміна властивостей поверхневого шару завдяки нагріванню або наклепу. При використанні таких методів має бути забезпечена перпендикулярність напрямку дії сили до поверхні конструкції [48]. Найбільш поширеними є методи вимірювання твердості за Брінеллем [49], за Роквелом [50], за Віккерсом [51].

Одержану за допомогою цих методів твердість можна вважати деяким умовним середнім напруженням на поверхні відбитка, яке характеризує опір матеріала деформації. Твердість можна пов'язати з основними механічними характеристиками, які визначаються розтягом. Складність визначення цієї

функції пов'язана з вирішенням задачі аналізу деформацій при неоднорідному розподіленні напружень [52].

Визначення механічних параметрів за твердістю можна вважати можливою, оскільки розглядаються діаграма твердості та діаграма розтягу сталі. Характерні точки на діаграмі твердості співпадають з характерними точками на діаграмі розтягу, що дає можливість за допомогою діаграми твердості визначати основні характеристики міцності сталі [53].

Для вимірювання твердості за Брінеллем, Роквеллом та Віккерсом використовуються стаціонарні та мобільні прилади. Як стаціонарні використовуються прилади ТП (HV) та модернізовані ТП-2 (HV). Прилад ТК використовується для вимірювання HRB. Прилади виробництва МЭИ (Т-6, Т-9, Т-10) надають можливість записувати діаграми. Ці прилади мають чималу масу та габарити, тому їхнє застосування можливе тільки в лабораторних умовах [54].

Мобільні прилади мають значно меншу вагу та габарити, що дозволяє здійснювати вимірювання на існуючих конструкціях. До таких приладів відносяться ТЭМП-1 та ТЭМП-2 виробництва НПФ «Технотест», а також закордонного виробництва EQUOTIP, DynaMIC. Механічні характеристики металів за твердістю визначаються з точністю 8...12% [55].

Більшість динамічних методів дають можливість отримати результат з більшим розкидом даних. Мобільні прилади дозволяють отримати результати значення твердості, які подібні при випробуваннях за Брінеллем [56].

Недоліком наведених вище методів залишається дослідження механічних показників шляхом визначення непрямих показників. Такі показники можуть бути підтверджені при одночасному застосуванні руйнуючих методів контролю. На сьогодні розроблено методи контролю без руйнування, які дозволяють визначати межу текучості σ_T та тимчасовий опір розриву σ_B безпосередньо, але не за чинними нормативними методиками [57-59].

1.4. Розрахункові моделі будівельних конструкцій, будівель та споруд

Розрахункова схема (модель) споруди або конструкції в будівельній механіці трактується як їхнє спрощене зображення, умовна схема або спрощена модель, яку приймають для розрахунку. Розрізняють декілька видів розрахункових схем (моделей), що відрізняються основними гіпотезами, які покладено в основу розрахунку, а також використовуваним при розрахунках математичним апаратом. Розрахункова схема (модель) розробляється таким чином, щоб істотно спростити розрахунок, і в той же час не спотворювати дійсну картину роботи споруди або конструкції при зовнішніх впливах [3].

Розвиток комп'ютерних технологій розрахунку будівельних конструкцій починався з вирішення систем лінійних рівнянь, які і зараз покладені в основу практично всіх чисельних методів. У свою чергу всі розрахункові методи ґрунтувалися на дискретизації диференціальних рівнянь (метод сіток), функціонала потенційної енергії (варіаційно-різницеви методи) і безпосередньо на розрахункових схемах.

Першість в методах розрахунку була за різницевими методами – відомі роботи П.Варвака в цьому напрямку і безліч публікацій щодо реалізації методів Рітца та Галеркіна. Далі була реалізація можливості безпосередньої дискретизації розрахункових схем у вигляді стержньових апроксимацій пластинчастих і просторових систем, у тому числі і масивних тіл. Застосування в подальшому МСЕ для вирішення задач будівельної механіки та теорії пружності призвело до можливостей моделювання роботи і розрахунку будівельних конструкцій. Цей метод було запропоновано (практично в сучасному виді) Р.Курантом ще в 1943 р., але активно він розвивався з початку 70-х років ХХ століття. У оглядово-аналітичній статті [60] зроблено аналіз практично всіх публікацій на тему МСЕ на той час.

У подальших розробках історично визначилися три напрямки: пошуки альтернативних МСЕ чисельних методів; вдосконалення МСЕ; вдосконалення ПК, які реалізують МСЕ. Як виявилось, МСЕ в переміщеннях має ряд

істотних недоліків: знижена (в порівнянні з переміщеннями) точність обчислення напружень і зусиль; наявність розривів значень напружень і зусиль у вузлах; неможливість використання граничних умов, які виражено в напруженнях і зусиллях. Крім того, МСЕ властиві недоліки всіх чисельних методів: необхідність вирішення систем рівнянь великих розмірів і пов'язані з цим проблеми обумовленості; для визначення параметрів НДС в локальній області необхідно розраховувати всю конструкцію тощо [61].

У зв'язку з цим наприкінці ХХ століття розроблялися альтернативні МСЕ в переміщеннях методи. В основному ці методи засновано на варіаційних формулюваннях, які відмінні від функціонала в переміщеннях [61]:

– метод напружень, в якому використовується функціонал додаткової енергії Кастільяно. Він мінімізується на безлічі допустимих напружень. Допустиме напруження задовольняє рівнянням рівноваги в напруженнях при заданому зовнішньому навантаженні. Основним недоліком цього методу вважається те, що безліч допустимих напружень залежать від навантаження. При безлічі навантажень це викликає істотні ускладнення;

– змішаний метод, в якому невідомими є переміщення і напруження;

– гібридні методи, де невідомими є переміщення у вузлах і похідних (напружень) на границях елементів;

– метод граничних інтегральних рівнянь (граничних елементів), який дозволяє виразити значення переміщень всередині області через значення на границі. Завдання зводиться до інтегрального рівняння, яке далі вирішується МСЕ. Недоліком цього методу можна вважати непридатність його для розрахунку неоднорідних областей і складної геометрії області. Хоча кількість невідомих і скорочується, але матриця системи рівнянь повністю заповнена.

Оскільки гідної альтернативи МСЕ в переміщеннях немає, в наш час спостерігається занепад в подібних наукових розробках. Значно інтенсивніше розвивалися напрямки з розробки нових форм МСЕ в переміщеннях і удосконалення ПК. Удосконалення МСЕ в основному йшло шляхом розробки уточнених СЕ для того, щоб знизити розмірність вирішуваних рівнянь, додатку

МСЕ до вирішень завдань динаміки, стійкості, фізичної та геометричної нелінійності. За деякими даними, кількість робіт щодо розвитку МСЕ перевищує дванадцять тисяч [61].

Відповідно до [62], сукупність математичних рівнянь, що встановлюють зв'язок між параметрами опису та поведінки системи, а також спосіб їхнього перетворення, називається математичною моделлю процесу, явища, системи. Стосовно розрахунку будівельної конструкції параметрами опису системи будуть геометрія та топологія системи, характеристики матеріалів, топологія і характеристика впливів. Параметри поведінки системи – зміни геометрії і топології системи, характеристик матеріалів і напружень.

При цьому можлива постановка і вирішення двох видів задач [62]. Прямі задачі, в яких відомі параметри опису системи, а не відомі параметри поведінки, вирішуються класичними методами будівельної механіки, теорії пружності й опору матеріалів. Для вирішення основних типів таких задач розроблено методи рішення та складено програми для ЕОМ, що дозволяють автоматично отримувати результати і змінювати початкові дані. Рішення, як правило, витікає з детермінованої системи рівнянь, що однозначно зв'язує початкову інформацію про систему з результатом розрахунку. Зворотні завдання, в яких невідомими є деякі параметри опису системи [63], вирішуються методами ідентифікації систем [64] із застосуванням систем рівнянь, кількість яких істотно перевищує кількість невідомих. Стосовно будівельних конструкцій такі завдання виникають при експериментальних дослідженнях, зокрема при реконструкції будівель та споруд, і пов'язані з визначенням жорсткості елементів, вузлів і опорних частин, а також величини чинного навантаження [65, 66].

Математична суть підходу до розрахунку конструкцій на основі ідеалізації континуального середовища дискретними елементами реалізована в МСЕ і обґрунтована заміною системи диференціальних рівнянь системою алгебричних рівнянь, мають канонічну форму (структура інваріантна по відношенню до конкретного виду конструкцій).

Порядок системи рівнянь МСЕ визначається числом степеней свободи розрахункової моделі. Стосовно методу переміщень ними стануть можливі переміщення точок або перерізів (вузлів), переміщення яких однозначно визначають розрахунковий НДС системи, що досягається представленням континуального середовища системою елементів, що мають кінцеві розміри та кінцеве число степеней свободи. SE об'єднуються між собою в точках або по лініях. Виходячи з принципу віртуальної роботи для кожного SE повинно бути призначено можливе поле переміщень, що описується апроксимуючими поліномами-функціями форми. НДС кожного SE – похідна функції форми або незалежна функція. НДС розрахункової моделі розглядається як лінійна комбінація станів окремих елементів системи, що задовольняє умовам спільності деформації та рівноваги.

Відповідно до [62], розрахункова модель конструкції складається з двох частин: розрахункової схеми та набору апроксимуючих функцій. Розрахунковою схемою можна вважати графічне або зорове представлення конструкції, яке складається з набору розрахункових елементів, зв'язків між ними і граничних умов закріплення.

Фізичне моделювання (фізичний або натурний експеримент) повинно бути необхідним для вирішення задач визначення й уточнення невідомих параметрів розрахункових моделей, а також перевірки адекватності розрахункової моделі (оцінка її достовірності та точності).

Фізичною моделлю відповідно до [62] вважається матеріальна система, властивості та параметри якої подібні до реального об'єкту, з контрольованими параметрами (вхідними та вихідними), яку оснащено необхідними вимірювальними приладами і навантажуючими пристроями. Для цього може бути використано і реальний натурний об'єкт, якщо його підготовлено відповідним чином до випробувань. Особливі вимоги до експерименту, у тому числі і до чисельного, пред'являються при системному підході до досліджень складних будівельних конструкцій з наявністю прямого та зворотного зв'язку між фізичним і математичним моделюванням.

Виходячи з принципів системного підходу до проблеми аналізу складної системи конструкцій, в [62] рекомендується призначати розрахункові схеми на основі аналізу їхніх загальних закономірностей. Дослідження складних будівельних конструкцій слід починати з аналізу об'єкту досліджень, особливостей його роботи тощо. Для цього необхідно:

- вивчення робочих креслень та іншої документації по досліджуваному об'єкту (ПД, НД);
- розгляд функціонального призначення об'єкту, технологічних впливів, умов роботи конструкції, виду можливих граничних станів;
- виявлення ознак і особливостей, що відрізняють даний об'єкт від аналогічних, дослідження яких проводилися раніше;
- ознайомлення з методиками і результатами досліджень, які було проведено раніше;
- оцінку новизни та важливості проблеми, потенційного економічного ефекту від впровадження у виробництво.

Для чисельних досліджень складних будівельних конструкцій і споруд необхідно застосовувати ПК загального призначення. Разом з цим для розрахунку певних типів будівель та споруд можна використовувати програми, в яких накладаються обмеження на можливість вибору розрахункової схеми. Для програм загального призначення зумовлений набір типів розрахункових елементів, вибір яких і спосіб об'єднання для апроксимації роботи будівельної конструкції залежать від інженера-дослідника і витікають з наступних принципів [62]:

- розрахункова схема споруди повинна призначатися у відповідності до реальної схеми деформування або руйнації, які підтверджено будівельною практикою;
- оскільки розрахункова схема – аналог механічної моделі споруди, в ній вводяться гіпотези, які спрощують розрахунок. Це дозволяє виділити визначальні параметри, що впливають на роботу конструкції (конструкція, що розраховується, знаходиться в менш сприятливих в порівнянні з дійсністю

умовах, крім того, враховується вимога економічної доцільності проектованої конструкції);

– для розрахунку окремих конструктивних елементів та їхніх систем доцільно мати декілька розрахункових схем, кожна з яких має область застосування (розрахункові схеми відрізняються ступенем деталізації апроксимації, властивостями розрахункових елементів тощо, а критерієм для вибору тієї або іншої моделі служить оцінка результату, який задовольняє умовам поставленої задачі).

У розрахунковій практиці інженерного проектування будівельних об'єктів останнім часом склалася однозначна тенденція використання розрахункових моделей МСЕ, який реалізовано у вітчизняних професійних («промислових» за визначенням [61]) ПК, таких як «ЛІРА-САПР», SCAD [67-71].

Теоретичною основою вітчизняних професійних ПК є МСЕ, який реалізовано у формі переміщень. Вибір саме цієї форми пояснюється простотою її алгоритмізації та фізичної інтерпретації, наявністю єдиних методів побудови матриць жорсткості та векторів навантажень для різних типів СЕ, можливістю врахування довільних граничних умов і складної геометрії конструкції, що розраховується.

Проаналізовано роботи учених, які присвячено питанням динаміки будівельних конструкцій, ґрунтових основ і моделюванню їхньої спільної роботи: Д.Вайнберга, О.Вишневецького, О.Городецького, О.Диховичного, І.Євзерова, В.Єгупова, К.Єгупова, В.Кулябка, В.Карпіловського, Е.Криксунова, В.Киричевського, М.Мар'єнкова, Ю.Немчинова, В.Піскунова, А. Перельмутера, А.Рижова, А.Сахарова, В.Слівкера, Є.Стрелець-Стрелецького, А.Тетіора та ін. [61, 67, 68-74].

Аналіз отриманих результатів досліджень дозволяє зробити висновок, що такі розрахунки вимагають врахування великої кількості чинників. Необхідно враховувати деякі особливості, що виникають при складанні розрахункових моделей і при використанні їх в розрахунках, в т.ч. і на динамічні впливи.

Розрахункова модель несучої системи будівлі, за допомогою якої

описується пружний опір конструкції в процесі аналізу динамічної реакції споруди, найчастіше по зовнішній структурі приймається таким же, як і при статичному розрахунку. Природно, в таку схему додаються інерційні характеристики та дані про сили опору руху; крім того, детальніше описуються і зовнішні впливи, як деякі функції часу. Існує певна небезпека використання опису несучої конструкції, як однакової для статичного і динамічного розрахунків.

При статичних розрахунках, які орієнтовано на аналіз граничних станів системи, з розрахункової моделі вилучаються елементи, які мало позначаються на граничному опорі системи. Відкидаються перегородки, багато елементів захисних конструкцій та інші компоненти будівлі, які при деформаціях, відповідних рівню розрахункової статичної дії, насправді практично не беруть участі в роботі.

Розвиток сучасних комп'ютерних технологій і будівельної науки в цілому дозволяє враховувати специфічні особливості застосованих при будівництві матеріалів, конструкцій, впливів. Серед таких прогресивних конструкцій можна відмітити сталезалізобетонні конструкції, монолітно-каркасні будівлі тощо. В той же час більшість об'єктів різного призначення було побудовано з використанням конструкцій і матеріалів минулого. Такі конструкції експлуатуються понад 30 років під дією різних (в т.ч. і непроєктних) впливів, що потребує визначення та аналізу їхнього технічного стану [75, 76].

Серед основних напрямків вирішення цієї проблеми, які було виявлено в ресурсах світової наукової періодики, можуть бути виділені:

- врахування температурних впливів, в тому числі кліматичних [77];
- врахування геометричної нелінійності та нелінійної роботи матеріалу конструкцій [78, 79] дозволяє здійснювати побудову адекватних розрахункових схем, знижувати матеріаломісткість забезпечувати конструктивну безпеку, стійкість від прогресуючого обвалення;
- врахування при розрахунках різних варіантів СЕ для моделювання елементів, наприклад, сталезалізобетонного перекриття [80, 81], що дозволяє

визначати і порівнювати прогини та переміщення конструкцій;

- в прогресивних (наприклад, трубобетонних) конструкціях при значних навантаженнях арматура деформується пружно, а в бетоні відбуваються пластичні деформації. Центральню стиснутий трубобетонний елемент не вдається зруйнувати в повному розумінні цього слова [82], що дозволяє рекомендувати такі конструкції для широкого вжитку в якості колон будівель;

- обґрунтовано для ефективного зчеплення елементів сталезалізобетонних перекриттів (бетону та незнімної опалубки) між собою необхідність виконання в профнастилi виштамповок [83];

- технічні тенденції в розвитку методик теплотехнічного розрахунку залізобетонних конструкцій, розрахунок втрат тепла фундаментних плит при нерівномірних температурних параметрах внутрішньої температури наведено в роботі [84];

- визначення міцності та деформативності сталезалізобетонних балок з різними анкерними упорами та типами вогнезахисту при тристоронньому нагріві [85, 86].

В роботі [87] запропоновано методику розрахунку залізобетонних конструкцій під впливом високих температур. Розроблена методика дозволяє врахувати вплив розподілу температури по всьому перерізу на зменшення міцності та деформаційних властивостей матеріалу конструктивного елемента. Достовірність запропонованої методики підтверджується порівнянням із експериментальними даними. Розроблено 10 спеціальних СЕ, із них 6 елементів теплопровідності, та 4 елементи конвективного теплообміну, а також реалізовано 4 види теплових навантажень у ПК «ЛІРА-САПР» для виконання теплотехнічного розрахунку. Реалізовано алгоритми, що дозволяють вирішити стаціонарну та нестаціонарну задачі теплопровідності та врахувати основні види теплового навантаження, а саме: тепловий потік, задану температуру у вузлі, конвективний теплообмін із середовищем. Розглянуто процес врахування деформацій повзучості при реалізації МСЕ, із використанням різних законів визначення функції повзучості.

Таким чином, відомі роботи, в яких описано методи розрахунку конструкцій, дозволяють вирішувати окремі випадки розрахунку конструкцій. Методи вирішення задачі визначення параметрів технічного стану конструкцій після різних впливів в доступній автору літературі відсутні.

1.5. Зміна характеристик міцності та деформативності матеріалів залізобетонних конструкцій при високотемпературних впливах

Поведінка будівельних конструкцій в умовах пожежі залежить від наступних чинників [15, 88]:

- ступінь навантаження конструкцій;
- вигляд пожежного навантаження, що визначає температурний режим пожежі;
- теплове навантаження на конструкцію;
- теплофізичні та фізико-механічні характеристики матеріалів, з яких виконано будівельні конструкції; умови нагріву та способи з'єднання конструкцій.

Згідно ДСТУ Б В.1.1–4–98* [89], межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються при впливі нормативних навантажень (приймаються характеристичні значення величин навантажень згідно ДБН В.1.2-2:2006 [90]). Характеристичні величини навантажень залежать від призначення конструкцій і умов експлуатації.

У відповідності з ДБН В.1.2-2:2006 [90] розрізняють навантаження постійні та тимчасові. Тимчасові навантаження поділяються на тривалі, короткочасні й особливі.

Класифікація навантажень, що використовується в ДБН В.1.2-2:2006 [90], дозволяє віднести випадок пожежі до особливих впливів. У відповідності з цим, для оцінки вогнестійкості будівельних конструкцій використовують постійні та тривалі навантаження.

Межею вогнестійкості будівельних конструкцій називають показник вогнестійкості конструкцій, який визначається часом від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом до настання одного з нормованих для даної конструкції граничних станів з вогнестійкості [89]. Збільшення навантажень, які діють на конструкції, призводить до зниження вогнестійкості.

Залежно від виду та умов з'єднання конструкцій, схем навантаження та невідповідного поєднання зусиль, які діють в елементах та вузлах сполучення конструкцій, визначають максимальні значення згинальних моментів M і стискаючих зусиль N . Розрахунок внутрішніх силових чинників, що виконується за правилами опору матеріалів і будівельної механіки, називається статичним розрахунком конструкції [15, 88].

Пожежне навантаження – це кількість теплоти (МДж), яка виділяється при повному згоранні всіх горючих і трудногорючих матеріалів (зокрема, що входять до складу будівельних конструкцій), які знаходяться в приміщенні або які можуть поступати до приміщення [15].

Для визначення розрахункового пожежного навантаження розробляється сценарій розвитку можливої пожежі. При цьому необхідно врахувати розвиток площі горіння в залежності від місця виникнення загоряння, а також вигляду та місця розташування горючих і трудногорючих речовин і матеріалів; їхню швидкість і повноту згорання в залежності від умов природної або вимушеної вентиляції; дію на динаміку пожежі систем гасіння пожежі [15]. Розрахункове пожежне навантаження визначається на основі критеріїв пожежної безпеки, які встановлено відповідно до вимог ДБН В.1.1–7:2016 [6], для найбільш несприятливого сценарію розвитку пожежі.

Поведінка будівельних конструкцій при пожежі визначається температурним режимом пожежі та його тривалістю [15].

На несучу здатність і деформативність будівельних конструкцій, що знаходяться в умовах пожежі, впливають фізико-механічні властивості матеріалу конструкції, що змінюються в залежності від температури нагріву.

Зокрема, такі властивості визначаються межею міцності (R) і модулем пружності (E) матеріалу конструкцій [15].

При зміні температури від $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ до $200\dots300\text{ }^{\circ}\text{C}$ границя міцності деяких марок сталей і бетону збільшується: в першому випадку за рахунок зниження технологічних напружень, а в другому – за рахунок зменшення вільної вологи в порах бетону [15].

Збільшення температури матеріалу сприяє зниженню його модуля пружності, тобто деформативність конструкції при цьому збільшується. Модуль пружності конструкційних матеріалів при збільшенні температури знижується [15].

Важливе значення для аналізу поведінки конструкцій в умовах пожежі має характер їхньої деформації. Деформації бетону від теплового розширення й усадки визначаються в результаті нагріву бетонних порожнистих циліндрів. Температурне розширення бетону в основному залежить від температурних деформацій його заповнювачів. Величина температурних деформацій у важких бетонів на гранітному щебені майже вдвічі перевищує температурні деформації легких бетонів на заповнювачі керамзиту [15, 88].

Деформації температурного розширення арматурних сталей зростають із зростанням температури до $700\text{ }^{\circ}\text{C}$ [15].

Стосовно сталевих конструкцій, а також сталеві арматури в залізобетонних конструкціях, значення загальної деформації при пожежі залежить від деформації температурного розширення, зміни модуля пружності, а також деформації повзучості. Основними чинниками, які впливають на величину та швидкість повзучості, вважаються величини напружень, температура, а також тривалість їхніх дій. З цих чинників основним залишається рівень напружень, що впливає на швидкість повзучості при певній температурі. Із збільшенням величини напружень швидкість температурної повзучості зростає [15, 89].

На вогнестійкість будівельних конструкцій впливають умови їхнього нагріву та способи з'єднання конструкцій між собою.

В залежності від умов нагріву розрізняють одностороннє, тристороннє та чотиристороннє нагрівання конструкції [15, 89].

Односторонньому нагріву в умовах пожежі піддаються стіни, перегородки, а також плоскі конструкції перекриття і покриття [15].

Тристоронньому нагріву можуть піддаватися стержневі несучі конструкції, до яких відносяться балки перекриттів і покриттів, арки, рами, верхні пояси ферм, колони крайнього ряду, ребра ребристих панелей [15].

Колони середніх рядів в умовах пожежі піддаються обігріву з чотирьох сторін [15].

Умови нагріву при пожежі становлять істотний вплив на несучу здатність будівельних конструкцій. Наприклад, несуча здатність металевої балки при односторонньому обігріві знижується з меншою швидкістю, чим при тристоронньому нагріві. При однакових зовнішніх геометричних розмірах перерізу і умовах нагріву на несучу здатність конструкції в умовах пожежі впливає масивність конструкції. Із збільшенням маси конструкції збільшується її теплоємність, а, значить і час прогрівання конструкції до температури, при якій спостерігається вичерпання її несучої здатності [15].

Несуча здатність конструкції в умовах пожежі залежить від способу її з'єднання з іншими конструкціями та способу обпирання (умов на контурі). У будівництві використовуються статично визначені та статично невизначені конструкції. При нагріві статично невизначених конструкцій в них з'являються додаткові температурні напруження. Так, при жорсткому защемленні на опорах конструкція позбавлена можливості вільно деформуватися, внаслідок чого в ній з'являються додаткові зусилля [15].

Вплив цього чинника на поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі залежить від матеріалу конструкцій. Наприклад, в статично невизначених сталевих конструкціях ці напруження можуть призвести до втрати несучої здатності при температурі в 100 °С.

Нагрів статично невизначених залізобетонних конструкцій приводить до перерозподілу зусиль в них і позитивно впливає на їхню несучу здатність при

пожежі. Збільшення кількості сторін обпирання плоских будівельних конструкцій також сприяє збільшенню межі вогнестійкості [15].

Серед вимог, які пред'являються до будівельних конструкцій, є основна вимога відповідності конструкцій своєму призначенню та умовам експлуатації в певний проміжок часу. Відповідність конструкцій необхідним вимогам обумовлюється розрахунком.

Під терміном «надійність» розуміється властивість об'єкту зберігати в часі у встановлених границях значення всіх параметрів, що характеризують здатність виконувати необхідні функції в заданих режимах і умовах застосування, технічного обслуговування, зберігання і транспортування. Надійність є комплексною властивістю, яка залежно від призначення об'єкту і умов його застосування може включати безвідмовність, довговічність, ремонтпридатність і збереженість або певні поєднання цих властивостей [91]. Надійність конструкцій і об'єкту в цілому залишається безумовною вимогою безпеки [91].

Основною вимогою, що визначає надійність будівельного об'єкту, є його відповідність призначенню та здатність зберігати необхідні експлуатаційні якості протягом терміну служби. До необхідних якостей зазвичай відносять [91]:

- забезпечення безпеки людей, майна та навколишнього середовища, що включає незруйнованість конструкцій та устаткування;
- збереження цілісності об'єкту та його основних частин;
- забезпечення розумного ступеня ризику в аварійних ситуаціях, регульована вимога до вогнестійкості, до безвідмовності роботи захисних пристроїв, до надійності систем життєзабезпечення та живучості будівельних конструкцій.

Чисельно надійність характеризується показниками надійності (ймовірністю безвідмовної роботи, напрацюванням на відмову, середнім часом експлуатації). Під відмовою розуміють реалізацію такого стану конструкції, будівлі або споруди, їхньої частини або елемента, яке спричиняє за собою

появу істотного економічного або іншого збитку. Розрізняють відмови-зриви (поява їх відразу ж викликає створення збитку) і відмови-перешкоди (після їх появи починається поступове накопичення збитку).

Конструкції та ґрунтова основа повинні відповідати наступним вимогам [91]:

- сприймати навантаження та впливи, що виникають під час зведення і експлуатації будівель та споруд;
- мати працездатність в умовах нормальної експлуатації протягом всього встановленого терміну служби, тобто їхня довговічність повинна бути такою, щоб можливе погіршення властивостей матеріалів не призводило до високої ймовірності відмови.

Разом з умовами нормальної експлуатації необхідно розглядати небезпеки, які самі по собі або у поєднанні з іншими звичайними чинниками можуть знизити експлуатаційну придатність конструкцій.

Причинами небезпек можуть бути:

- недоліки проектування, виготовлення, зведення або експлуатації;
- непроектні впливи, перевантаження, що виникають за рахунок впливу навколишнього середовища при стихійних лихах або інших рідкісних подіях.

Основним методом розрахунку будівельних конструкцій для умов експлуатації та монтажу в наш час є метод граничних станів [91]. Суть методу полягає у виявленні для конструкцій так званих граничних станів і в запобіганні розрахунковим шляхом настання цих станів.

Граничним називається такий стан конструкції, коли вона перестає задовольняти вимогам, які пред'являються до неї в процесі експлуатації або монтажу. Конструкція втрачає здатність чинити опір зовнішнім впливам або отримує неприпустимі деформації [90].

Розрізняють граничні стани першої групи та другої груп.

Граничні стани першої групи включають стани, які ведуть до втрати несучої здатності або до повної непридатності конструкції до експлуатації [90, 91].

До граничних станів цієї групи відносять загальну втрату стійкості форми, втрату стійкості положення, руйнування будь-якого характеру, перехід в змінну систему, якісну зміну конфігурації, а також досягнення стану, при якому виникає необхідність припинення експлуатації в результаті текучості матеріалу, його повзучості, а також надмірних руйнувань у з'єднаннях [91].

Граничні стани другої групи включають стани, настання яких утрудняє нормальну експлуатацію конструкції або знижує її недовговічність [91].

До таких станів відносять неприпустимі переміщення, а також появу або розкриття тріщин (у залізобетонних конструкціях).

Вимоги норм існують для того, щоб розрахунковим шляхом встановити величини зусиль, напружень, деформацій, переміщень, ширини розкриття тріщин тощо які б не перевищували граничних величин, встановлених нормами проектування для будівель та споруд різного призначення [91].

Основними нормованими характеристиками міцності конструкційних будівельних матеріалів є нормативні та розрахункові опори, величини яких визначаються шляхом стандартних випробувань з урахуванням статистичної змінності показників міцності та різного ступеня забезпеченості (довірчої ймовірності) по мінімуму. Для нормативного опору R_n забезпеченість має бути не нижчою за 0,95 [11, 91].

Коефіцієнт надійності за матеріалом дозволяє врахувати вплив неоднорідності матеріалу на його міцність при переході від малих стандартних зразків до конструкцій натурних розмірів. Таким чином, використання розрахункових опорів дозволяє створити забезпеченість в проміжку 0,99...0,999 [90, 91].

Несуча здатність в умовах пожежі являє собою властивість конструкції зберігати свої функції, сприймати власну вагу, прикладені навантаження, а також температурні зусилля, що виникають в умовах вогняного впливу [89]. Для несучих конструкцій (колон, балок, ферм, арок, рам) як граничний стан по вогнестійкості розглядається тільки втрата несучої здатності. Залежно від виду матеріалу і характеру роботи конструкції граничний стан по вогнестійкості

іноді виникає в результаті крихкого руйнування матеріалу або за рахунок розвитку великих необоротних деформацій [15].

Для конструкцій, які виконують несучі та огорожувальні функції, необхідно визначити час від початку пожежі до настання граничного стану по несучій і теплоізолюючій здатності, а за межу вогнестійкості прийняти мінімальне з набутих значень [89].

Для визначення межі вогнестійкості з умови настання граничного стану по несучій здатності необхідно виконати статичну частину розрахунку (розрахунок міцності конструкцій). У статичній частині обчислюють несучу здатність конструкцій, що нагріваються при пожежі, з урахуванням зміни характеристик міцності матеріалів при високих температурах [15].

Розрахунок виконується в такій послідовності:

- задають окремі періоди часу нагрівання конструкції;
- для заданих періодів часу нагрівання теплотехнічним розрахунком визначають температуру в перерізі конструкції;
- статичним розрахунком для цих же проміжків часу визначають несучу здатність конструкції з урахуванням зміни фізико-механічних характеристик матеріалу;
- будують графік зниження несучої здатності конструкції в часі;
- по графіку визначають значення межі вогнестійкості t_{gr} , тобто часу, після досягнення якого несуча здатність конструкції знизиться до величини внутрішніх силових чинників від нормативного навантаження.

Розрахунок межі вогнестійкості будівельних конструкцій виконується з урахуванням таких допущень:

- розраховується окрема конструкція без урахування її зв'язку з іншими конструкціями;
- конструктивні елементи нагріваються однаково по всій довжині або висоті;
- витоками тепла по торцях конструкції нехтують.

В роботі С.В. Поздєєва [92] запропоновано розрахункову методику визначення меж вогнестійкості несучих залізобетонних конструкцій. Метод передбачає часткову або повну заміну вогневих випробувань розрахунковими процедурами для широкого класу конструкцій будівель та споруд, що дозволяє визначити їхню відповідність вимогам будівельних норм щодо пожежної безпеки на стадії проектування, будівництва й експлуатації. Підвищення ефективності визначення межі вогнестійкості конструкцій досягається за рахунок проектування з гарантованою вогнестійкістю, що значно зменшує витрати при підготовці та проведенні вогневих випробувань.

Поведінку залізобетонних конструкцій під дією різних впливів, а також зміну характеристик міцності та деформативності залізобетонних конструкцій під час високотемпературних впливів вивчали Б.Бартелемі, В.Бушев, Г.Ватуля, О.Голоднов, М.Гордіюк, Б.Демчина, В.Корсун, О.Кричевський, А.Мілованов, І.Мосалков, О.Некора, Ю.Отрош, К.Некрасов, Г.Плюсніна, В.Пчелінцев, С.Поздєєв, В.Ройтман, М.Семиног, С.Фомін, А.Яковлев та ін. [3, 4, 59, 92–103 та ін.].

Результати досліджень за цією тематикою увійшли до численних рекомендацій, посібників, чинних нормативних документів і національних стандартів України та країн СНД [6–10, 89, 104–114 та ін.].

1.6. Висновки і завдання досліджень

На основі проведеного огляду зроблено висновки.

1. Чинна в Україні система моніторингу будівель і споруд базується на формальних підходах, оскільки не враховує реального стану конструкцій, впливу навколишнього середовища та витрат на проведення поточних і капітальних ремонтів. Тому створення такої системи нагляду за окремими конструкціями, будівлями та спорудами в цілому, яка б враховувала основні параметри процесу їх експлуатації, в т.ч. і при запроектних впливах (тобто

таких, що не враховуються при проектуванні) залишається актуальним питанням.

2. Пружно-пластичні характеристики бетону й арматури при різних впливах можна враховувати шляхом використання деформаційних моделей залізобетону. Дослідження в цьому напрямку проводяться в різних країнах. Накопичено суттєвий теоретичний та експериментальний матеріал, за допомогою якого стає можливим виконати розрахунки конструкцій при різних чинниках впливу.

3. Пожежне навантаження на конструкції та будівлі в цілому може виникнути за любых умов експлуатації. В чинних нормах проектування залізобетонних конструкцій відсутні розрахункові методики та пропозиції з конструювання, які б забезпечили вогнестійкість конструкцій на стадії проектування для подальшої безпечної експлуатації при дії високих температур.

4. Передумови та допущення для врахування непружних властивостей бетону при різних чинниках впливу, не протирічать загальним уявленням про роботу конструкцій. Залежності для врахування зміни модуля пружності та призмової міцності різних бетонів, а також арматури в залежності від температури як для проєктованих конструкцій, так і тих, що знаходяться в експлуатації, можна приймати за даними проведених експериментальних досліджень. При цьому їхнє використання можливо напряму (тобто підстановкою експериментально отриманих значень характеристик) або за допомогою апроксимуючих залежностей, які отримано після обробки даних, наприклад, методом найменших квадратів.

5. Існуючі методики розрахунку залізобетонних конструкцій не дозволяють визначити залишкову несучу здатність експлуатованих конструкцій, особливо тих, що потерпіли від впливу високих температур при пожежі. Для визначення НДС і залишкової несучої здатності з урахуванням різних чинників впливу, а також передісторії завантаження, необхідно

розробити відповідну методику, яка ґрунтується на методі розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами.

Ці висновки зумовили завдання досліджень.

1. Узагальнити результати досліджень в області визначення НДС і несучої здатності залізобетонних колон та інших конструкцій, які працюють на позацентровий стиск, при силових і високотемпературних впливах.

2. Для конструкцій колон будівель із залізобетонним каркасом запропонувати критерії визначення параметрів НДС і технічного стану при силових і високотемпературних впливах для оцінки можливості подальшої експлуатації або розробки заходів щодо відновлення конструкцій шляхом ремонту, посилення або заміни.

3. Провести експериментальні дослідження арматури різних класів на розтяг при підвищених температурах для отримання аналітичних залежностей, які визначають зміну характеристик міцності при нагріві.

4. Удосконалити методику експериментальних досліджень та провести випробування залізобетонних колон на вогнестійкість з визначенням характеристик міцності бетону в перерізі після нагріву.

5. Удосконалити комп'ютерну модель визначення несучої здатності конструкцій при силових і високотемпературних впливах з урахуванням особливостей розподілу температури по перерізу колон.

6. Впровадити отримані результати при вирішенні практичних задач.

РОЗДІЛ 2

ВИЗНАЧАЛЬНІ ПАРАМЕТРИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПІСЛЯ СИЛОВИХ І ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВІВ

2.1. Загальні положення

За час експлуатації будівель та споруд виникає значна кількість недоліків різного походження (містобудівних, моральних, естетичних, фізичних тощо). Так, найбільшому фізичному зносу (руйнування, тріщини, корозія) піддаються стики збірних елементів каркасних будівель, конструкції перекриттів і покриттів, покрівлі.

Дефекти та пошкодження необхідно визначати під час проведення обстеження. Під обстеженнями з метою визначення технічного стану залізобетонних конструкцій, зокрема колон, розуміється комплекс заходів щодо визначення й оцінки фактичних значень контрольованих (визначальних) параметрів, що характеризують експлуатаційний стан, працездатність об'єкту обстеження і визначають можливість їх подальшої експлуатації або необхідність відновлення. Обстеження включає визначення параметрів ґрунтової основи і будівельних конструкцій для виявлення деформаційних пошкоджень, фактичної несучої здатності, нахилів, прогинів та інших параметрів експлуатованих конструкцій.

Проблема збереження експлуатаційних параметрів будівель із залізобетонним каркасом виникла у зв'язку з [14]:

- порушенням термінів проведення капітальних ремонтів при експлуатації будівель та споруд;
- фізичним зносом конструкцій внаслідок наявності дефектів при виготовленні, монтажі, експлуатації в агресивних середовищах тощо, зниженням експлуатаційних параметрів будівель та інженерних мереж;
- невідповідністю захисних і огорожувальних елементів і конструкцій вимогам чинних нормативних документів.

При організації та виконанні обстежень необхідно користуватися технічною документацією на обстежувану будівлю. Власнику будівлі необхідно протягом всього терміну експлуатації зберігати та надавати спеціалізованій організації або експерту технічну документацію в такому об'ємі:

- проектні матеріали і технічні рішення, які було використано при будівництві;
- наявні акти технічних (робочих, державних) комісій, які склалися протягом терміну експлуатації;
- технічні звіти про обстеження конструкцій;
- проектні матеріали за результатами виконаних обстежень (ремонтів, посилення, реконструкції тощо) за цей період;
- технічний паспорт (паспорт технічного стану) будівлі.

За відсутності тих або інших оригіналів матеріалів або документації (креслень, звітів, паспортів тощо) допускається їх відновлення власником будівлі шляхом копіювання, обміру та іншими обґрунтованими способами.

При організації обстежень, окрім технічної документації на будівлю, необхідно виконати її розширення і поглиблення за рахунок отримання в спеціалізованих, проектних, підрядних та інших організаціях копій архівних документів, які містять [13, 14]:

- розрахункові схеми і результати виконаних розрахунків конструкцій на проектні навантаження і впливи;
- креслення, технічну і виробничу документацію заводів-виготівників конструкцій;
- фактичні дані довкілля (температурний режим, вологість повітря, параметри агресивних середовищ тощо);
- фактичні дані про непроєктні (екстремальні) природні явища - повені, урагани, обмерзання, землетруси, інші непроєктні впливи тощо.

Технічний стан окремих конструкцій визначається шляхом аналізу дефектів і пошкоджень, а також результатів розрахунків [3, 4, 115].

Технічне обстеження будівельних конструкцій виконується візуальним та/або інструментальним методом. Візуальним методом виявляють видимі дефекти та пошкодження. Інструментальним методом визначають фізико-механічні характеристики матеріалів конструкцій, виконують вимірювання параметрів виявлених дефектів і пошкоджень (тріщин, корозії бетону та арматури, вузлових з'єднань тощо), розкриття конструкцій для встановлення складу, а також причин появи дефектів і пошкоджень. Вимірювання прогинів, кутів повороту, зсувів конструкцій виконуються геодезичними методами та приладами підвищеної точності.

Оцінку технічного стану будівельних конструкцій необхідно здійснювати в такій послідовності [3, 14, 115]:

- виконати аналіз наявної технічної документації;
- визначити контрольовані параметри і критерії технічного стану, проектні та прогнозовані (силові, деформаційні, особливі тощо) впливи, які можуть виникнути при подальшій експлуатації;
- за результатами візуального обстеження визначити і проаналізувати видимі відмови, дефекти та пошкодження в конструкціях, вузлах сполучення тощо;
- виконати попередню оцінку технічного стану конструкцій і будівлі в цілому, визначити конструкції для інструментального обстеження (за необхідності);
- розробити методику і провести інструментальне обстеження, визначити контрольовані параметри технічного стану конструкцій і будівлі в цілому;
- за результатами проведених обстежень проаналізувати отримані результати, прийняти рішення про необхідність модулювання конструкцій за допомогою ПК МСЕ;
- виконати розрахунки конструкцій, будівлі в цілому (за необхідності), порівняти результати розрахунків з відповідними даними, які отримано за результатами обстеження (прогини, переміщення, зусилля в елементах тощо);

- на основі проведених досліджень, підготувати остаточний висновок про технічний стан і можливість подальшої експлуатації конструкцій, будівель та споруд в цілому.

2.2. Методологія визначення параметрів технічного стану залізобетонних колон

До складу технічної документації відноситься нормативна, проектна, виконавча й експлуатаційна документація [14].

До проектної документації відносяться [3, 4, 14]:

- наявні креслення обстежуваної будівлі;
- розрахунки конструкцій зі схемами прикладення навантажень, параметрами технологічних та інших (кліматичних, особливих тощо) впливів;
- інформація про застосовані типові серії конструкцій;
- результати обстежень, проектні матеріали та дозвільні документи на перепланування приміщень, посилення конструкцій тощо.

До складу виконавчої документації належать [3, 13, 14]:

- паспорти (сертифікати) на застосовані конструкції та матеріали;
- акти здачі-приймання прихованих робіт;
- акти перевірки якості зварних швів;
- акти здачі-приймання в експлуатацію.

До складу експлуатаційної документації належать [3, 4, 14]:

- технічні паспорти;
- документи, що характеризують фактичні навантаження і впливи, їхні зміни в процесі експлуатації;
- відомості про аварійні ситуації, зміни експлуатаційних навантажень, нерівномірні деформації основи, високотемпературні впливи при пожежі;
- журнали спостережень за станом будівельних конструкцій;
- звіти про виконані раніше обстеження;
- проектні матеріали й акти про проведені поточні та капітальні ремонти за розробленими проектами;

- результати визначення фізико-механічних характеристик матеріалів: металу, арматури та бетону за період експлуатації.

Для залізобетонних конструкцій, в т.ч. і колон, встановлено єдину класифікацію можливих технічних станів відповідно до п. 5.2 ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 [2] (таблиця 2.1).

Передбачено, що конструкції впродовж всього життєвого циклу внаслідок старіння та деградації можуть послідовно перебувати в кожному з чотирьох технічних станів. Встановлення того, в якому з вказаних технічних станів перебуває дана конструкція або будівля в цілому в конкретний час, є завданням комплексу робіт із оцінки їхніх технічних станів

Відповідно до вимог технічної документації встановлюють критерії оцінки технічного стану конструкцій і елементів (кількісні й якісні показники). Встановлені критерії необхідні для порівняння з ними фактичних значень контрольованих параметрів, які необхідно отримувати в процесі робіт з оцінки технічного стану конструкцій [3].

Особливої уваги заслуговує необхідність визначення характеристик ґрунтів основи і фундаментних конструкцій, оскільки від того, в якому стану знаходяться ґрунти основи залежить загальний напружено-деформований стан каркасу будівлі [115, 116, 117 та ін.].

За нормальних умов експлуатації на конструкції діють різні (силові, деформаційні та високотемпературні) впливи. Пожежа являє особливий вид навантаження, а її виникнення можливе влюбий час.

Як критерії відмов і пошкоджень розглядаються граничні величини параметрів технічного стану (наявність або відсутність тріщин, ширина розкриття тріщин, прогини, переміщення тощо). Ці параметри зазвичай встановлено проектною або нормативною документацією [2, 11, 14].

Таблиця 2.1

Види технічних станів конструкцій і елементів [2]

Стан конструкції	Характеристика стану
«1» – нормальний	Фактичні зусилля в елементах та перерізах не перевищують допустимих за розрахунком, відсутні дефекти та пошкодження, які знижують несучу здатність та довговічність або перешкоджають нормальній експлуатації [2]
«2» – задовільний	За експлуатаційними якостями конструкція відповідає категорії «1», але мають місце часткові відхилення від вимог проекту, дефекти або пошкодження, які можуть знизити довговічність конструкції або частково порушити вимоги другої групи технічних станів, що в конкретних умовах експлуатації не обмежує використання об'єкта за прямим призначенням [2]
«3» – не придатний до нормальної експлуатації	Конструкція не відповідає категоріям «1», «2» щодо несучої здатності або нормальної реалізації захисних функцій, але аналіз дефектів і пошкоджень з перевірними розрахунками виявляє можливість забезпечення її цілісності до проведення ремонту, підсилення або заміни [2]
«4» – аварійний	Те саме, що і за станом конструкції III. Але на основі перевірних розрахунків та аналізу дефектів і пошкоджень неможливо гарантувати цілісність конструкцій на період підсилення, особливо якщо можливий "крихкий" характер руйнування. Необхідно вивести людей із зони можливого обвалення, виконати негайне розвантаження, вжити інших заходів безпеки [2]

Методика визначення параметрів, які характеризують механізм накопичення необоротних змін в будівельних конструкціях, потребує виконання наступних процедур [2, 3, 5]:

- систематичний візуальний контроль за технічним станом (наприклад, контроль маяків на тріщинах);
- систематичні геодезичні вимірювання параметрів конструкцій, постійний контроль деформованого стану конструкцій і будівлі в цілому;
- постійний моніторинг технічного стану будівельних конструкцій за спеціально розробленою програмою [5];
- періодичні обстеження будівельних конструкцій з визначенням їхнього технічного стану та контрольованих параметрів [2, 5];
- встановлення необоротних змін в будівельних конструкціях та механізму їхнього накопичення;
- прогноз зміни контрольованих параметрів і технічного стану будівельних конструкцій в часі на основі розробленого механізму накопичення необоротних змін в конструкціях.

Характерними дефектами та пошкодженнями конструкцій будівель та споруд з боку ґрунтової основи та фундаментів [2, 116, 118] можна вважати появу тріщин і деформацій від осідання (тріщини в тілі фундаменту, оголення арматури, корозія, руйнування або втрата міцності матеріалу фундаментів тощо).

Ознаками аварійного стану ґрунтової основи вважаються руйнування конструктивних елементів будівель та споруд у вигляді тріщин, зколів, зрушення, перекосу стін, колон, балок, плит, перекриття тощо, що роблять небезпечним перебування людей в районі пошкоджених конструкцій або ведуть до порушення технологічного процесу. Ці ознаки можуть бути викликані внаслідок прояву наступних чинників [2, 3, 116]:

- осідання поверхні території внаслідок підробляння, замочування ґрунтів, наявності карстових порожнеч або техногенних впливів;

- нерівномірності осадок ґрунтової основи внаслідок неоднорідності ґрунтів, нерівномірного навантаження тощо;
- зсувні процеси на схилах;
- порушення рівноваги ґрунтової основи;
- вимивання (суфозія) часток ґрунту;
- спучення (набрякання) ґрунтів.

Для залізобетонних конструкцій характерні наступні можливі відмови та пошкодження [2, 11, 14]:

- фундаментів, колон, стін, ригелів, балок – послаблення поперечного перерізу, відколювання бетону, місцеві руйнування арматури та бетону, корозійні пошкодження, тріщини;
- плит перекриттів та покриття – корозійні пошкодження, послаблення поперечного перерізу, зсуви арматури щодо проєктного положення, викривлення;
- вузлових з'єднань – утворення тріщин, руйнування закладних деталей.

Конструкції не виходять з ладу раптово. Процес руйнування виникає внаслідок повільного накопичення пошкоджень при дії різних чинників (агресивного середовища, підвищених температур, статичних, динамічних і особливих навантажень, непроєктних впливів, старіння).

Виявлені при проведенні обстежень конструкцій дефекти та пошкодження необхідно порівнювати з граничними величинами, які наведено в нормативній та проєктній документації [2, 11, 117, 118 та ін.].

Візуальне обстеження дозволяє встановити попередній технічний стан конструкцій і відібрати конструкції з дефектами та пошкодженнями для інструментального обстеження.

Остаточну оцінку технічного стану залізобетонних конструкцій при незначних дефектах оформлюють у вигляді Висновку про технічний стан будівельних конструкцій відповідної будівлі.

Інструментальне обстеження виконують з метою отримання інформації для остаточної оцінки технічного стану конструкцій. Право вибору приладів і

устаткування для проведення інструментального обстеження залишається за виконавцем робіт.

При проведенні інструментальних обстежень необхідно визначити фізико-механічні властивості матеріалів застосованих конструкцій. Такі процедури необхідно провести вибірково в однотипних конструкціях, або в дефектних зонах конструкцій.

Інструментальне обстеження стану конструкцій виконується засобами відповідної вимірювальної техніки для отримання результатів із заданою точністю. Аналіз сучасних методів досліджень арматури та бетону наведено в підрозділах 1.2 і 1.3 дисертації.

Для інструментального обстеження необхідно розробити відповідні програму і проєкт, в якому обов'язково вказати [2, 3, 14 та ін.]:

- схему розташування конструкцій і місць відбирання зразків;
- схему проведення робіт (із вказівкою приладів і устаткування, місця підключення приладів до електричних мереж, заходів щодо забезпечення правил техніки безпеки при проведенні робіт тощо);
- технологічні параметри відбраних зразків;
- технологічну послідовність виконання робіт;
- порядок утилізації супутніх матеріалів.

Застосоване обладнання повинно забезпечити отримання результату із заданою точністю. Погрішність визначення величин механічних властивостей не повинна перевищувати $\pm 10\%$ від вимірюваної величини.

Фактичні значення визначальних параметрів необхідно порівняти з критеріями, які для кожної конструкції мають бути встановлені експертною організацією на основі аналізу наявної технічної та чинної нормативної документації. Ознаки технічного стану несучих залізобетонних конструкцій наведено в таблиці 2.2 [14, 117].

Визначення поточного технічного стану разом з прогнозом його зміни в часі неможливо виконати без аналізу результатів попередніх обстежень [3, 5].

Таблиця 2.2

Ознаки технічного стану несучих залізобетонних конструкцій

Категорія технічного стану	Дефекти та пошкодження	Можливі причини виникнення	Можливі наслідки
1	2	3	4
Нормальний, категорія технічного стану «1»	Волосяні тріщини, що не мають чіткої орієнтації, переважно на верхній (при виготовленні) поверхні	Усадка внаслідок порушення режиму тепло-вологісної обробки бетонної суміші, властивостей цементу тощо	На несучу здатність, не впливають. Можуть знизити довговічність
Задовільний, категорія технічного стану «2»	Волосяні тріщини уздовж арматури, слід іржі на поверхні бетону	а) корозія арматури, шар корозії до 0,5 мм при втраті бетоном захисних властивостей. б) початкова фаза розколювання бетону внаслідок тиску продуктів корозії арматури і порушення зчеплення з арматурою	а) орієнтовне зниження несучої здатності до 5 %; можливе зниження довговічності б) можливе зниження несучої здатності. Міру зниження оцінювати з урахуванням наявності інших дефектів і результатів розрахунку
Не придатний до нормальної експлуатації, категорія технічного стану «3» (встановлюється розрахунком)	Пошкодження арматури і закладних деталей (надрізи, виривання тощо) часто при поєднанні з вищенаведеними дефектами	Механічні дії	Зниження несучої здатності пропорційно зменшенню площі перерізу
	Сколювання бетону	Механічні дії	При розташуванні в стислій зоні зниження несучої здатності, за рахунок зменшення площі перерізу

Продовження таблиці 2.2

1	2	3	4
Не придатний до нормальної експлуатації або аварійний, категорії технічного стану «3», «4»	Тріщини уздовж арматурних стержнів до 3 мм. Явні сліди корозії арматури	Розвиваються внаслідок корозії арматури. Товщина шару корозії до 3 мм	Зниження несучої здатності залежно від зменшення площі перерізу арматури і розмірів виключеного з роботи бетону стислої зони. Зменшення несучої здатності нормальних перерізів внаслідок порушення зчеплення арматури з бетоном до 20 %. Для попередньо-напруженої арматури і при розташуванні на опорних ділянках - стан аварійний
Не придатний до нормальної експлуатації, категорія технічного стану «3»	Нормальні тріщини в конструкціях, які працюють на вигин, і розтягнутих елементах з шириною розкриття для сталі класу : А-I - більше 0,5 мм; А-II, А-III, А-IIIв, А-IV – більше 0,4 мм; у інших випадках – понад 0,3 мм	Перевантаження конструкцій. Зміщення положення при виготовленні розтягнутої арматури. Для попередньо напружених конструкцій – недостатнє зусилля натягу арматури	Ступінь небезпеки визначається залежно від наявності інших дефектів і причин, що викликали підвищене розкриття тріщин
Не придатний до нормальної експлуатації або аварійний, категорії технічного стану «3», «4»	Відносні прогини, які перевищують: попередньо напружених кроквяних ферм - 1/800 прольоту; попередньо напружених кроквяних балок і балок перекриттів - 1/400 прольоту; плит перекриттів і покриттів – 1/200 прольоту	Перевантаження конструкцій, зменшення робочого перерізу бетону й арматури	Ступінь небезпеки визначається залежно від наявності інших дефектів. При поєднанні з попереднім дефектом стан аварійний

Продовження таблиці 2.2.

1	2	3	4	
Не придатний до нормальної експлуатації або аварійний, категорії технічного стану «3», «4»	Відшаровування захисного шару бетону	Корозія поздовжньої і поперечної арматури	Зниження несучої здатності в залежності від зменшення площі арматури внаслідок корозії і зменшення розмірів поперечного перерізу стислої зони бетону	
	Зменшення площадок обпирання конструкцій у порівнянні з проєктними	Помилки при виготовленні і монтажі	Можливе зниження здатності, що несе; при критичному зменшенні – аварійне	
аварійний, категорія технічного стану «4»	Випинання стислої арматури, поздовжні тріщини в стислій зоні, лущення бетону стислої зони	Перевантаження конструкцій	Небезпека обвалення	
	Те ж, що і у попередньому випадку, але є тріщини з розгалуженнями в стислій зоні кінцями	Перевантаження конструкцій внаслідок зниження міцності бетону або порушення зчеплення арматури з бетоном		
	Косі тріщини понад 1,5 мм зі зміщенням ділянок балки один відносно одного і косі тріщини, що перетинають арматуру	Перевантаження конструкцій. Порушення анкерування арматури		
	Розриви або зміщення поперечної арматури в зоні косих тріщин	Перевантаження конструкцій		
	Відрив анкерів від пластин закладних деталей, руйнування стиків або елементів	Наявність впливів, які не передбачені при проєктуванні; відхилення від проєкту при виконанні стиків		

Загальний моніторинг технічного стану будівель та споруд являє собою систему планових, безперервних або періодичних спостережень і контролю [5]. Ці заходи проводяться за спеціально розробленою програмою для визначення змін у технічному стані будівель та споруд з оцінкою їх для недопущення граничних значень контрольованих параметрів.

Настанова ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 [5] дозволяє визначити контрольовані параметри технічного стану будівельних конструкцій, будинків та споруд в цілому на різних етапах їхнього життєвого циклу: проектування, будівництва, експлуатації, консервування, розконсервації, ліквідації. В той же час вимоги настанови не відміняють вимог щодо виконання забезпечення якості проектування, будівельно-монтажних робіт, надійності та безпеки будівель та споруд, які передбачено проектною документацією.

2.3. Особливості визначення технічного стану залізобетонних конструкцій після пожежі

На будівлю, що піддалася дії пожежі, спеціальною комісією, що складається з фахівців пожежної охорони, складається відповідний акт. У цьому документі вказуються дата, час, місце виникнення пожежі, тривалість горіння, максимальна середня температура під час пожежі, розташування вогнища в приміщенні, засоби ліквідації пожежі, причина (встановлена, передбачувана) виникнення, обставини, які сприяли розвитку пожежі, площа знищених приміщень і об'єм пошкоджених конструкцій, дані про нещасні випадки, рекомендації щодо усунення причин виникнення пожежі тощо [15, 117].

Дані про температуру в приміщенні при пожежі можна отримати на основі аналізу зміни зовнішнього вигляду і форми будівельних конструкцій і матеріалів, які залишилися після ліквідації пожежі (таблиця 2.3 [117].).

Обстеження конструкцій після пожежі необхідно проводити в два етапи.

Таблиця 2.3.

Приблизна температура нагріву конструкцій за непрямими показниками

Найменування конструкцій або їх частин, матеріалу	Характер зміни зовнішнього вигляду, форми та кольору	Температура нагріву, °С
Шибки, скляні блоки	Розм'якшення або злипання	700-750
	Округлення	800
	Втрата форми	850
Радіатори, труби з литого чавуну	Утворення капежу	1100-1200
Залізобетонні конструкції	Осідання сажі на поверхні	100-400
	Поява на поверхні конструкцій мікротріщин. Колір бетону блідо-рожевий	300-400
	Тріщини видно неозброєним оком; ширина тріщин до 0,5 мм; колір бетону від рожевого до червоного	400-500
	Викол заповнювача; тріщини шириною до 1 мм; колір бетону – червоний	500-700
	Сколи бетону з оголенням арматури; колір бетону від червоного до жовтого	700-800
	На поверхні безліч тріщин; відділення крупних заповнювачів від частини розчину бетону і їх оплавлення; колір бетону темно-жовтий	900 і вище

Перший етап включає попереднє візуальне обстеження, другий етап -

детальне обстеження [15, 117].

Метою попередніх обстежень є загальна оцінка стану конструкцій за зовнішніми ознаками та встановлення необхідності проведення детальних обстежень.

В результаті попереднього обстеження вирішуються наступні завдання:

- оцінка характеру пошкоджень конструкцій за зовнішніми ознаками і класифікація їх відповідно до контрольованих параметрів і характеру пошкоджень для різних конструкцій (для залізобетонних колон – таблиця. 2.3);
- аналіз можливості знаходження людей в різних зонах будівлі залежно від міри пошкодження конструкцій;
- узагальнення й аналіз матеріалів акту опису пожежі, який представлено спеціальною комісією;
- визначення місць для розміщення вимощень, сходів, освітлення та інших пристосувань для детального обстеження.

За результатами попереднього обстеження складається відповідний «Акт попереднього обстеження стану будівлі, що піддалася дії пожежі».

Якщо в результаті попереднього обстеження не вдається зробити висновок про стан і міру пошкодження конструкцій, необхідно унеможливити перебування в приміщенні людей до результатів детального обстеження.

Детальному обстеженню піддаються конструкції, що відносяться до середньої, сильної або аварійної міри пошкодження згідно таблиці 2.3. При цьому проводяться інструментальні обстеження конструкцій з визначенням розрахункових показників міцності матеріалів.

На основі інструментальних визначень показників міцності матеріалів виконуються перевірочні розрахунки для встановлення їхньої залишкової несучої здатності. Отримані результати порівнюють з розрахунковими значеннями і з вимогами відповідних НД. На цій основі розробляються рекомендації щодо подальшої експлуатації, ремонту або відновленню експлуатаційних якостей конструкцій.

У випадках, коли неможливо проведення інструментальних обстежень

конструкцій по місцю (розташування конструкцій на великій висоті, у важкодоступних місцях тощо), проводяться перевірочні розрахунки їхньої залишкової несучої здатності по чинних нормативних документах з урахуванням коефіцієнтів зниження показників міцності матеріалу.

Стан конструкцій необхідно оцінити за ознаками, які викладено в таблицях 2.1, 2.2, 2.3. В процесі обстеження намічаються необхідні підготовчі роботи по забезпеченню доступу до конструкцій, виявляється вид арматурної сталі, яку застосовано в пошкоджених конструкціях (стержнева, дротяна), і уточнюються відомості про температурні впливи: тривалість, можливе значення температури, відстань конструкцій від вогнища (епіцентра) теплових впливів, способи гасіння тощо. Ці відомості потрібні для визначення фізико-механічних характеристик бетону й арматури.

Конструкції з явними ознаками аварійності (таблиця 2.3) підлягають посиленню. Для конструкцій, в яких такі ознаки відсутні, але є побоювання в зниженні міцності бетону, необхідно провести додаткові дослідження міцності.

При проведенні додаткового обстеження для визначення міцності бетону із застосуванням неруйнівних методів дуже ефективною може виявитися порівняльна оцінка бетону в постраждалих конструкціях відносно однотипних непостраждалих від впливу температури. Вплив нагріву на зниження міцності та деформативності бетону може бути врахований за допомогою відомих залежностей і методик чинних нормативних документів [9, 10]

Окрім величини температури суттєве значення має час її дії. Так, при зовнішній постійній температурі 1000-1100 °С арматура на глибині 2,5 см прогрівається до 550 °С через 1 годину, а на глибині 5 см - через 2 години. Зміни характеристик міцності арматурних сталей в процесі нагрівання і після охолодження наведено у відповідних нормативних документах і практичних посібниках [9, 10].

2.4. Особливості розрахунку залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах

Актуальними напрямками науково-технічної політики в Україні останнім часом стала гармонізація національних нормативних документів з нормативними документами Європейського Союзу відповідно до Постанови Кабінету Міністрів України від 23.05.2011 №547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу». З початку ХХІ століття було введено в дію чимало нормативних документів, які стосуються розрахунків і проектування конструкцій з урахуванням вимог щодо забезпечення вогнестійкості [10, 108-110].

Залізобетонні несучі елементи мають бути запроєктовані таким чином, щоб при пожежі вони зберігали несучу здатність протягом визначеного часу [8, 9, 11]. Критерій деформації застосовують, якщо засоби вогнезахисту потребують врахування деформацій несучих конструкцій.

За стандартним температурним режимом колони, як несучі елементи, мають відповідати граничному стану з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності (R). Такий граничний стан з вогнестійкості вважається забезпеченим, якщо несуча здатність зберігається протягом необхідного часу під час вогневого впливу.

Розрахунок на вогнестійкість базується на проєктних сценаріях пожежі [109, 110] і враховує моделі зростання температури в границях конструкції та моделі механічної роботи конструкції за підвищеної температури.

Для матеріалів та методів розрахунку приймаються наступні передумови [8, 9]:

- теплові моделі базуються на припущенні, що в границях поперечного перерізу та вздовж окремих конструкцій температура або однорідна або неоднорідна;

- конструктивні моделі можуть бути обмежені розрахунком окремих конструкцій або можуть враховувати взаємодію між окремими конструкціями у разі виникнення пожежі.

Моделі механічної роботи окремих конструкцій при підвищених температурах мають бути нелінійними [15].

Ступінь чорноти бетонної поверхні приймають такою, що дорівнює 0,7.

Розрахункові значення механічних властивостей матеріалів (міцність та деформативність) $X_{d,fi}$ визначають за формулою [9]:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi}, \quad (2.1)$$

де X_k – характеристичне значення міцності або деформативності (зазвичай f_k або E_k) для розрахунку за нормальних температур згідно з ДБН В. 2.6-98:2009 [11], ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [111] та ДСТУ 3760:2019 [112]; k_{θ} – коефіцієнт зниження міцності або деформативності ($X_{k,\theta}/X_k$) в залежності від температури (п. 6.2 [9]); $\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності для відповідних властивостей матеріалу під час пожежі.

Теплофізичні властивості матеріалу $X_{d,fi}$ при пожежі визначають за такими формулами [8, 9]:

- якщо збільшення значень властивостей сприятливе для безпеки:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi}; \quad (2.2)$$

- зменшення значень властивостей несприятливе для безпеки:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta}, \quad (2.3)$$

де $X_{k,\theta}$ – значення властивостей матеріалу в залежності від температури (розділ 6 [8]); $\gamma_{M,fi}$ – коефіцієнт надійності

Конструктивна система з певною достовірністю повинна відображати реальну роботу конструкцій під час пожежі. Вплив високих температур при пожежі на визначеному проміжку часу t перевіряють за такою умовою:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi}, \quad (2.4)$$

де $E_{d,fi}$ – розрахунковий навантажувальний ефект під час пожежі, що визначається згідно з положеннями ДБН В.1.1-7:2016 [6], ДБН В.1.2-2:2006 [90]

та ДСТУ-Н EN 1991-1-2:2010 (EN 1991-1-2:2002, IDT) [109], і враховує ефект теплового розширення та деформації; $R_{d,fi}$ – несуча здатність конструкції під час пожежі.

Розраховують конструкції під час пожежі згідно з положеннями п. 5.1.4 ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN) [113].

Оцінка вогнестійкості може бути виконана з урахуванням результатів вогневих випробувань або на поєднанні результатів вогневих випробувань та розрахунків (розділ 5 [113]).

Навантаження на конструкцію приймають як для розрахунку за нормальних температур, якщо є ймовірність їхньої дії під час пожежі. Навантаження на конструкцію під час пожежі визначають згідно з ДБН В.1.2-2:2006 [90], ДБН В.1.1-7:2016 [6] та ДБН В.1.2-14:2018 [91].

Зусилля та деформації у перерізі, нормальному до поздовжньої осі елемента, визначають виходячи з таких передумов (ДБН В. 2.6-98:2009 [11]):

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є [11];

- деформації у звичайній арматурі або попередньо напруженій арматурі однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску [11];

- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті [11];

- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які показані на рис. 2.1 і 2.2 (рис. 3.1 і 3.2 [11]);

- зв'язок між напруженнями та деформаціями в арматурі приймається у вигляді діаграм, які наведені на рис. 2.3 та 2.4 [11]. При цьому:

а) для обох видів (звичайної та попередньо напруженої) арматури при $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$ $\sigma_s = 0$ (вважається, що стався розрив арматури);

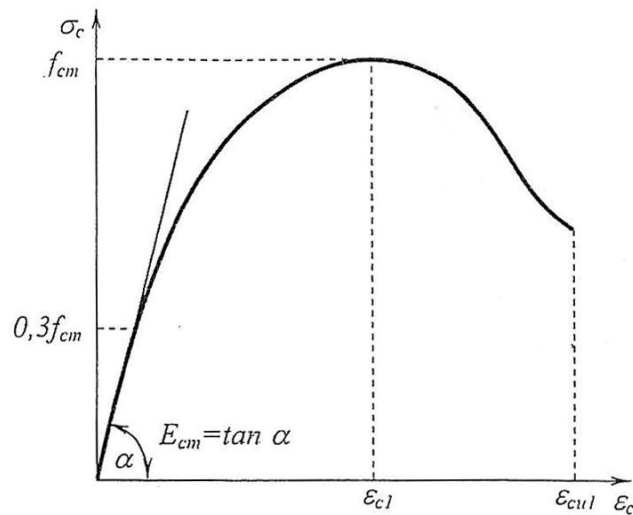


Рис. 2.1. Діаграма «напруження-деформації» бетону [11]

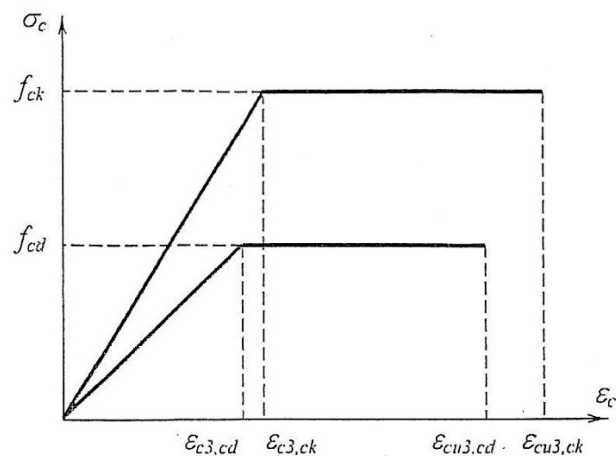
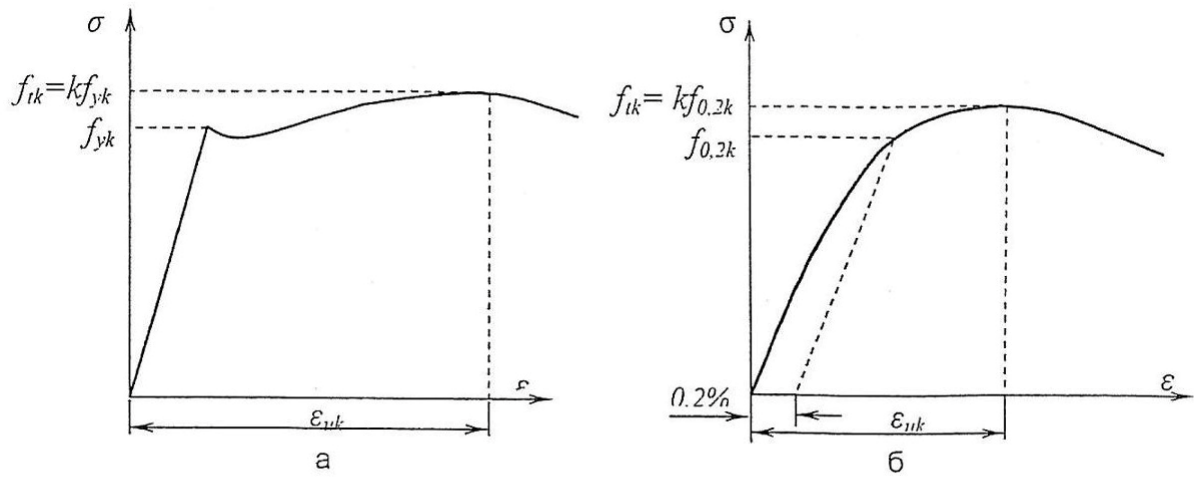


Рис. 2.2. Дволінійна залежність «напруження-деформації» бетону [11]

б) при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються її початкові деформації;

в) роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при $\varepsilon_{ci} \leq 0$ напруження $\sigma_{ci} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати $\varepsilon_{ctu} = 2 \cdot f_{ctm} / E_{ck}$.



а – арматурна сталь, що має фізичну площадку текучості; б – арматурна сталь, що не має фізичної площадки текучості

Рис. 2.3. Діаграма «напруження-деформації» розтягу для звичайної арматурної сталі [11]

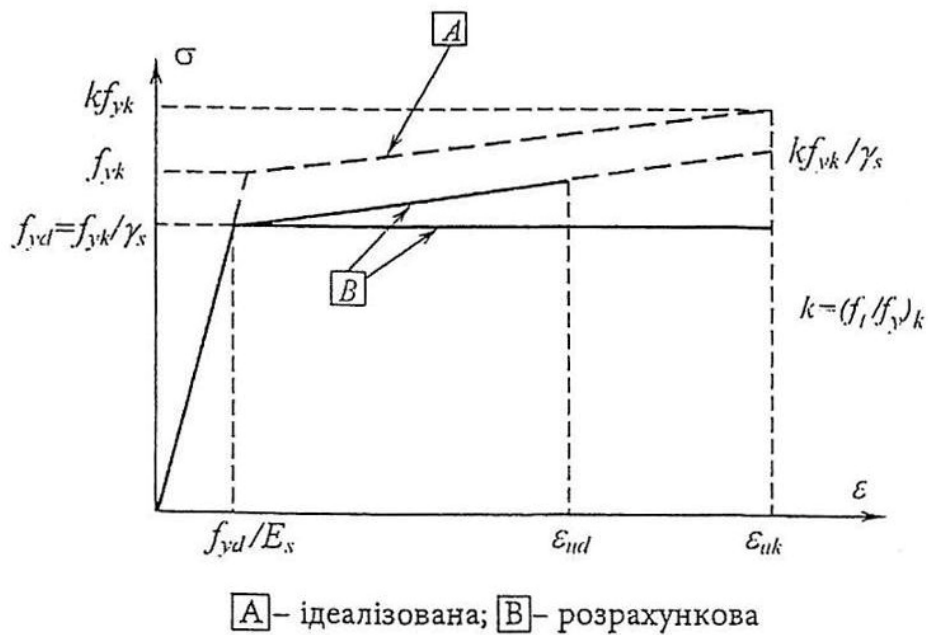
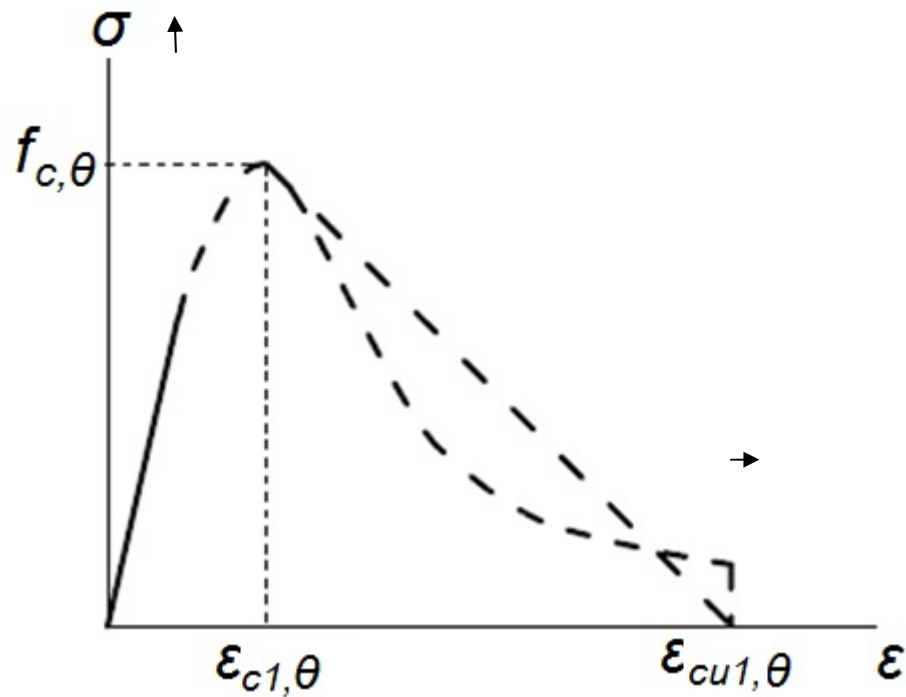


Рис. 2.4. Ідеалізована і розрахункова діаграми [11] «напруження-деформації» для арматури (при розтягу і стиску)

Міцність та деформативність для осевого стиску бетону за підвищених температур визначають за діаграмою “напруження-деформація”, яку наведено на рис. 2.5 [9, 10]. Вигляд залежності межі текучості сталі від температури схематизовано за типом, який показано на рис. 2.6 [114].



Діапазон	Напруження $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Для обчислення приймається низхідна ділянка графіку. Використовують лінійні або нелінійні моделі.

Рис. 2.5. Модель діаграми “напруження-деформація” стиснутого бетону за підвищених температур [9, 10]

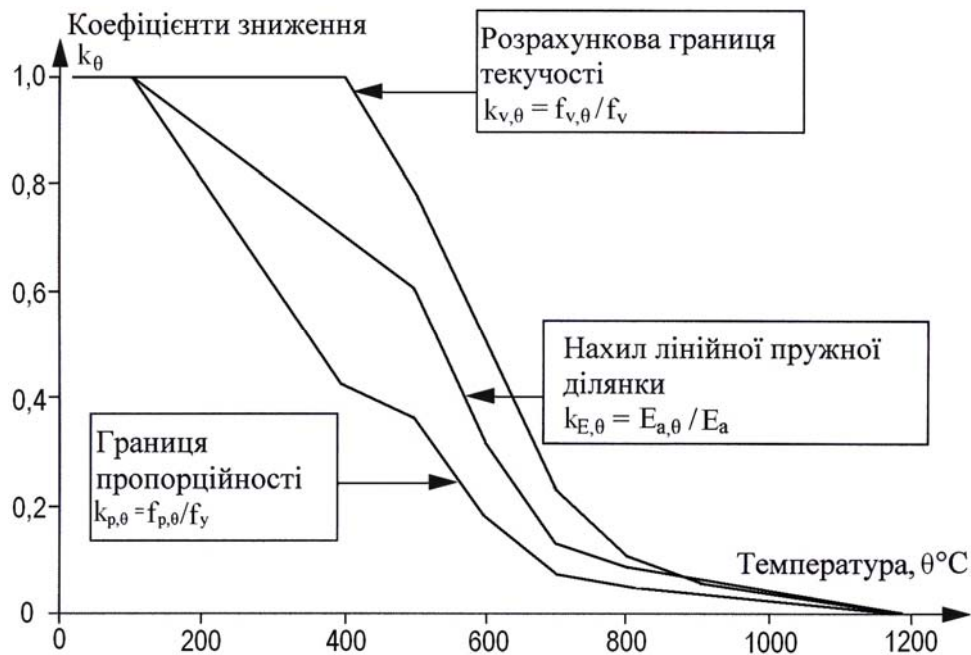


Рис. 2.6. Коефіцієнти зниження для вуглецевої сталі за підвищеної температури (рис. 2 [114])

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах «момент-кривизна», «момент-прогин» або «стискальна сила – прогин») - екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ε_{cul1} , ε_{cul2} або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} (рис. 2.3 та 2.4).

Розрахунок виконується за деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі.

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури знак додатний, для розтягу - від'ємний [11].

Розраховуючи позацентрово стиснуті і стаснуто-зігнуті елементи, слід урахувати вплив прогину та недосконалостей у геометрії конструкцій до початку їх навантаження.

При розрахунку залізобетонного елемента на вплив згинального моменту, поздовжньої та поперечної сил необхідно використовувати діаграми деформування з урахуванням його поздовжньо-поперечного згину з отриманням залежностей «момент-кривизна» [1].

Виконання розрахунків будівлі з використанням отриманих залежностей «момент-кривизна» дозволить уточнити характеристики жорсткості елементів розрахункової схеми будівлі в залежності від зусиль в них. При тривалій дії навантаження і при високотемпературних впливах міцність бетону можна визначити за формулою:

$$f_{cd,tem} = \alpha_{tem} \cdot \alpha_{cd} \cdot f_{cd}, \quad (2.5)$$

де α_{cd} – коефіцієнт, який враховує збільшення деформативності бетону при тривалому навантаженні; α_{tem} – коефіцієнт, що враховує зміну характеристик міцності бетону при нагріванні.

Для області лінійної повзучості можна записати в першому наближенні наступні залежності для $\alpha_{cd} = f(\varphi_c)$:

$$\alpha_{cd} = \frac{1}{(1 + \varphi_c)}, \quad (2.6)$$

де φ_c – характеристика повзучості (за умови неврахування впливу повзучості приймають $\varphi_c = 0$).

Залежності зміни характеристик міцності (на ділянці від 60 °С до 700 °С) та деформативності (на ділянці від 120 °С до 800 °С) важкого бетону від температури можуть бути прийняті у вигляді наступних залежностей [75, 103]:

$$\alpha_{tem} = 0,6184 + 0,232 \cdot \left(\frac{T}{100}\right) - 0,03608 \cdot \left(\frac{T}{100}\right)^2; \quad (2.7)$$

$$\frac{E_{c,tem}}{E_c} = 1,2 - 0,14 \cdot \left(\frac{T}{100}\right) - 0,0012 \cdot \left(\frac{T}{100}\right)^2. \quad (2.8)$$

Графіки залежності, які побудовано за формулами (2.7), (2.8) наведено на рис. 2.7.

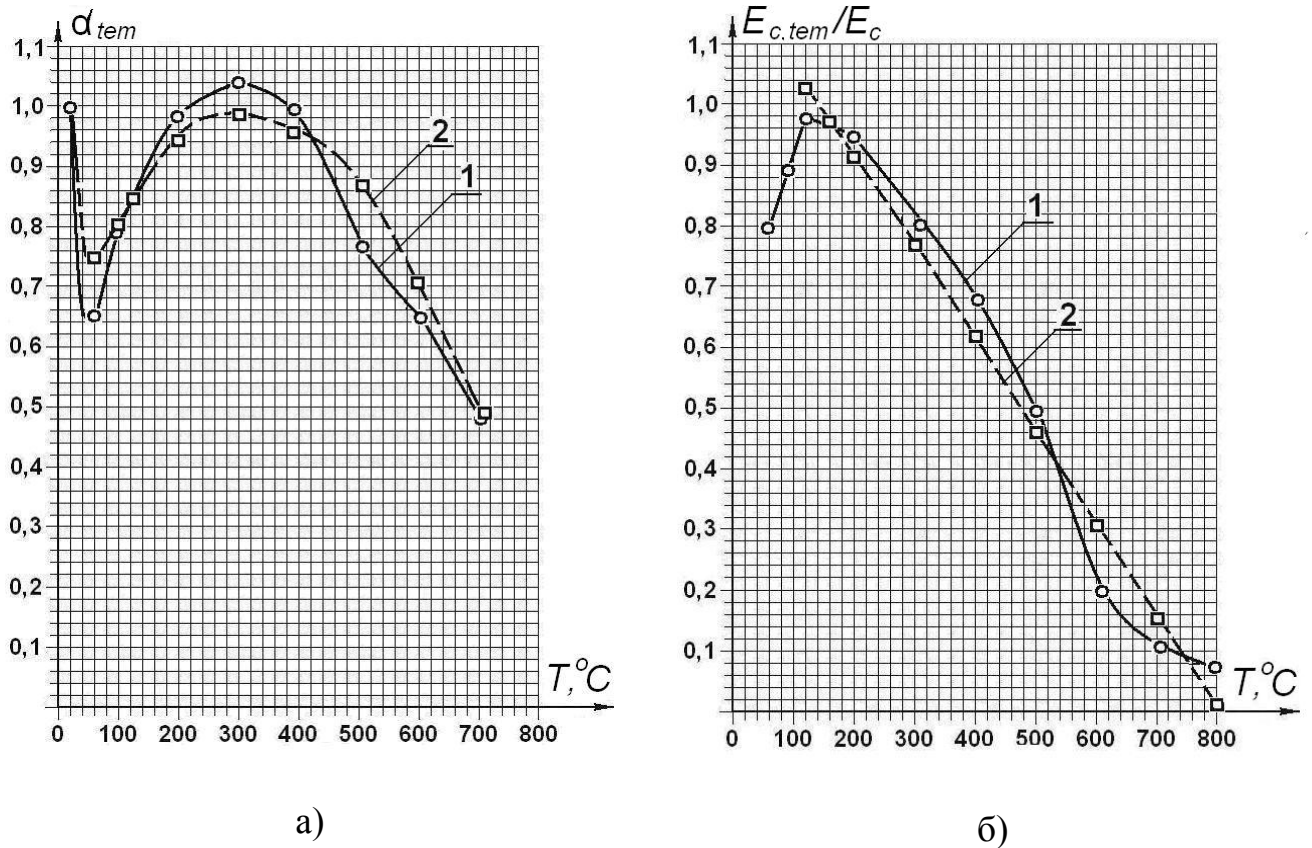


Рис. 2.7. Графіки залежності « $\alpha_{tem} - T$ » (а) залежності « $E_{c,tem}/E_c - T$ »(б) важкого бетону

Графіки залежності « $\alpha_{tem} - T$ » (криві 2), які побудовано за формулою (2.7) наведено на рис. 2.7, а). На цьому рис. також наведено криві 1, які побудовано за даними А.Ф. Мілованова [99].

Графіки залежності « $E_{c,tem}/E_c - T$ » (криві 2), які побудовано за формулою (2.8), наведено на рис. 2.7, б). На цьому рис. також наведено криві 1, які побудовано за даними А.Ф. Мілованова [99].

Такий підхід, замість використання залежностей, які рекомендовано чинними нормами проектування залізобетону [9, 10], дозволить отримати результат із заданою точністю при вирішенні практичних задач.

Межу вогнестійкості за умови настання граничного стану з несучої здатності необхідно визначати шляхом теплотехнічного і статичного

розрахунків. За результатами теплотехнічного розрахунку визначається розподіл температур по товщині елемента [9, 10, 15].

Оцінку часу настання граничних станів з вогнестійкості можна представити у вигляді наступних розрахункових схем [15].

Розрахункова схема 1 використовується для оцінки межі вогнестійкості по втраті теплоізолювальної здатності несучих, захисних і огорожувальних конструкцій (перегородки, плити перекриттів, внутрішні стіни). За цією схемою (рис. 2.8, а, б) границя вогнестійкості конструкції наступає в момент часу $t = R$, коли температура на необігрівальній поверхні $\theta_{\text{НП}}$, буде змінюватись від початкового значення $\theta_{\text{НП}}$ до такого, що дорівнює допустимому значенню.

Розрахункова схема 2 використовується для розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних згинальних конструкцій. За цією схемою необхідно визначити час, коли на поверхні робочої арматури залізобетонних конструкцій встановиться критична температура $\theta_{\text{сг}}$ (рис. 2.8, в), тобто така температура, при якій настає граничний стан по несучій здатності.]

Розрахункова схема 3 (рис. 2.8 г) використовується для визначення межі вогнестійкості будівельних конструкцій за критичною площею її перерізів. Існують конструкції (наприклад, дерев'яні, пластмасові), для яких граничний стан при пожежі настає в результаті втрати несучої здатності за рахунок зменшення розмірів поперечного перерізу.

За цією ж розрахунковою схемою визначають межу вогнестійкості залізобетонних колон та інших центрально-стиснутих конструкцій.

При нагріванні таких конструкцій перерізи прогріваються нерівномірно: частина перерізу в центрі конструкції прогрівається менше, а біля країв – вище за температуру, при якій бетон суттєво втрачає міцність. Завдяки цьому зменшуються розміри робочого перерізу колони, який сприймає зовнішні навантаження (рис. 2.8, з).

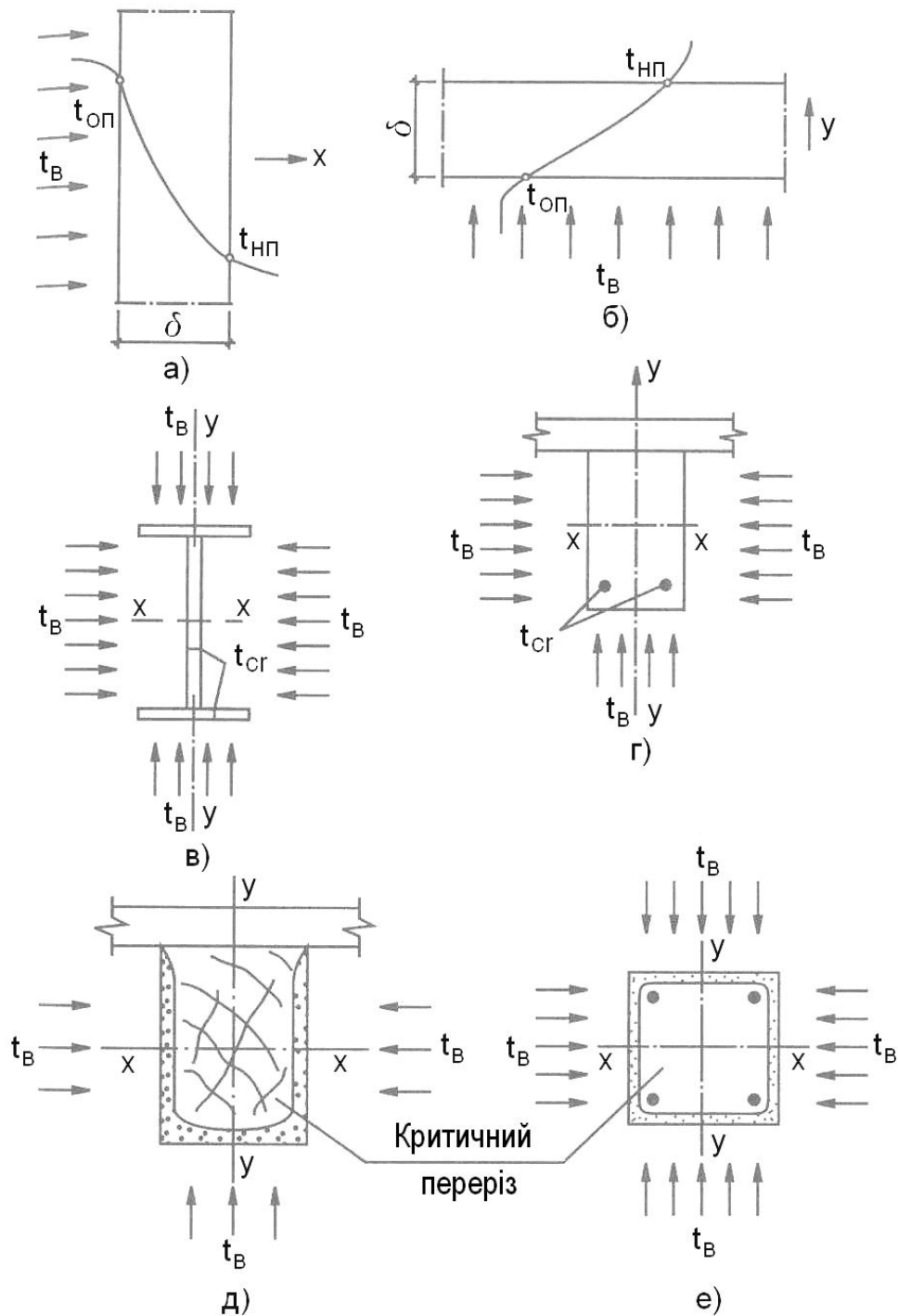


Рис. 2.8. Розрахункові схеми для розрахунку фактичної межі вогнестійкості конструкцій [15]:

a, б – для вертикальних і горизонтальних огорожувальних конструкцій (розрахункова схема 1);
в, г – для металевих і залізобетонних балок (розрахункова схема 2);
д, е – для дерев'яних балок і залізобетонних колон (розрахункова схема 3)

Зменшення розмірів розрахункового перерізу при впливі високих температур сприяє зниженню несучої здатності конструкцій.

Переріз дерев'яних, центрально-стиснутих кам'яних і залізобетонних конструкцій, при досягненні якого настає граничний стан при пожежі, називається критичним перерізом, а площа цього перерізу – критичною.

Послідовність визначення вогнестійкості конструкцій наведено в роботі [15]. Суть її полягає в тому, що необхідно визначати такий проміжок часу (межу вогнестійкості), упродовж якого міцність конструкції, що під час нагрівання буде постійно зменшуватись, досягне величини зусилля від зовнішнього навантаження.

Розрахунки для визначення межі вогнестійкості необхідно виконати розрахунки в такій послідовності (алгоритм «вогнестійкість»):

- задають проміжки часу нагріву конструкції $\tau_1 \dots \tau_i$;
- переріз залізобетонного елемента розбивають на квадратні елементи однакових розмірів (доцільно розміри елементів приймати такими, що дорівнюють кілька см) і для заданих проміжків часу $\tau_1 \dots \tau_i$ теплотехнічним розрахунком або за допомогою графіків [15, 99, 102] визначають розподіл температури в перерізі конструкції;
- для заданих проміжків часу $\tau_1 \dots \tau_i$ і, відповідно, розподілів температури по перерізу, за допомогою розробленого алгоритму отримують величини несучої здатності перерізу колони $F_{\theta,1} \dots F_{\theta,i}$. За цими даними будують графік зниження несучої здатності перерізу в часі « $F_{\theta} - \tau$ », загальний вигляд якого наведено на рис. 2.9;
- статичним розрахунком з використанням відомих методів будівельної механіки для цих же проміжків часу визначають НДС конструкції з урахуванням зміни фізико-механічних характеристик матеріалів (бетону й арматури);

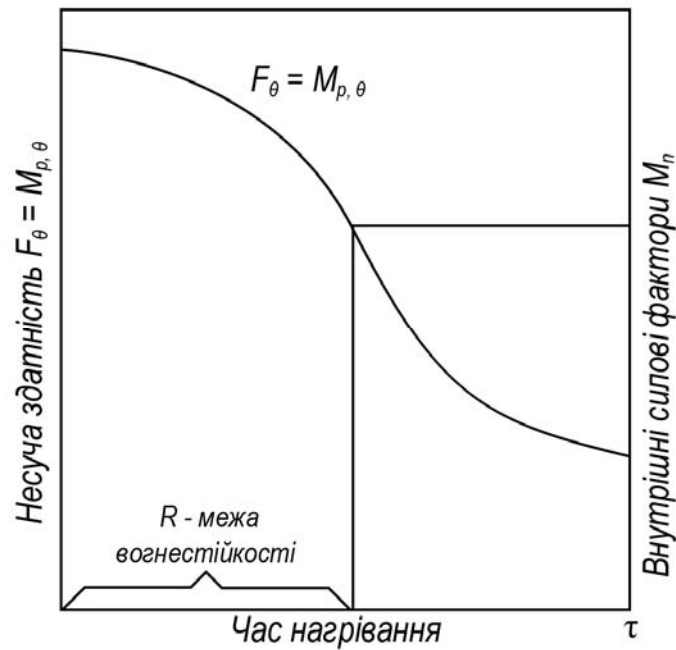


Рис. 2.9. Загальна схема розрахунку межі вогнестійкості колони при втраті її несучої здатності [15]

– по графіку визначається значення межі вогнестійкості R , тобто часу, при якому несуча здатність конструкції знизиться до величини внутрішніх силових чинників M_n для величини характеристичного навантаження, тобто до виконання умови (рис. 2.9):

$$F_{\theta} = M_{p,\theta} \leq M_n; \quad (2.9)$$

– температура, при якій виконується умова (2.9), і буде критичною T_{cr} .

Розрахунки межі вогнестійкості також можна виконувати у відповідності з вимогами, які викладено в чинних нормативних документах, зокрема [9, 10].

Таким чином, визначення межі вогнестійкості для залізобетонних конструкцій не становить складну задачу і може бути вирішена із залученням сучасних ПК.

2.5. Результати обстеження конструкцій цеху ПАТ «Текстемп» за адресою вул. Колекторна, 30 в м. Києві після пожежі

Необхідність у проведенні обстеження будівельних конструкцій у відділенні цеху, який розташовано на території ПАТ «Текстемп» за адресою вул. Колекторна, 30 в м. Києві, виникла внаслідок пожежі та руйнування конструкцій.

Попереднє обстеження конструкцій відділення цеху будівлі з попереднім визначенням їхнього технічного стану виконано спеціалістами ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського».

Будівельний майданчик являє собою ділянку міської забудови, на якій розташовано обстежувану будівлю. Всі будівлі ПАТ «Текстемп» являють собою єдиний комплекс.

Обстежувана будівля являє собою окремо розташовану прямокутну в плані одноповерхову споруду із залізобетонними каркасом, яка має загальні розміри 72х84 м.

В плані будівля цеху розділена на окремі ділянки цегляними стінами. В частині відділень знаходяться виробничі ділянки, а в частина використовується, як складські приміщення.

В експлуатації будівля знаходиться приблизно 40 років.

Конструктивна система будівлі – одноповерхова, каркасна, із залізобетонним каркасом.

В червні 2011 року в одному з складських приміщень для зберігання будівельних матеріалів (розчинників, фарб тощо) виникла пожежа. В ході пожежі та наступного гасіння конструкції цеху (стіни, ферми і плити покриття отримали пошкодження (рис. 2.10-2.14).

Для визначення технічного стану і можливості подальшої експлуатації було створено комісію у складі представника підприємства (головного інженера, голова комісії), інженерів-будівельників (представників проєктної організації), представника ДСНС.



Рис. 2.10. Вигляд обвалених конструкцій з боку цеху



Рис. 2.11. Вигляд обваленної ферми покриття з боку цеху



Рис. 2.12. Вигляд залишених конструкцій покриття в зоні пожежі з боку цеху



Рис. 2.13. Вигляд обвалених конструкцій з боку покрівлі



Рис. 2.14. Вигляд колони, ферми і узла обпирання ферми на оголовок колони

За результатами попереднього обстеження конструкцій було встановлено:

- більшість конструкцій покриття в зоні пожежі були обвалені;
- в конструкціях покриття, що залишилися після пожежі в проектному положенні (одна ферма і 8 плит покриття), в наявності тріщини, виколи бетону, руйнування по нормальних і похилих перерізах, порушення зчеплення арматури та бетону, прогини ребер плит становлять до 100 мм, а ферми - приблизно 200 мм;
- залишені конструкції покриття знаходяться в аварійному стані;
- на поверхні бетону обвалених конструкцій безліч тріщин; відділення крупних заповнювачів від частини розчину бетону і їх оплавлення; колір бетону темно-жовтий;
- цегляні стіни отримали дефекти у вигляді руйнування поверхневих шарів кладки на глибину до 120 мм;

- залізобетонні колони отримали незначні пошкодження, оскільки вони були захищені кладкою і знаходяться в задовільному стані (результати подальших досліджень і розрахунків колон були виконані іншою проектною організацією при підготуванні проекту посилення конструкцій).

За даними таблиці 2.3 температура в приміщенні при пожежі могла становити понад 900 °С. За таких умов конструкції могли отримати вищенаведені пошкодження.

За результатами обстеження було зроблено попередній висновок про аварійний стан залишених конструкцій ферм і плит покриття, які були у відділенні цеху, де сталася пожежа. Для остаточного визначення технічного стану колон було рекомендовано провести вибіркові інструментальні дослідження міцності бетону неруйнівними методами. Подальші дослідження і розробку проекту відновлення конструкцій виконувала інша проектна організація.

2.6. Висновки по розділу 2

1. Викладено методичний підхід до оцінки технічного стану конструкцій будівель із залізобетонним каркасом. Основною метою проведення робіт із оцінки технічного стану конструкцій будівель залишається отримання контрольованих (визначальних) параметрів технічного стану.

2. Розроблено методику оцінки технічного стану конструкцій колон залізобетонних каркасів, яка проводиться шляхом зіставлення контрольованих параметрів з відповідними проектними параметрами, а також з результатами перевірочних розрахунків. Контрольовані параметри визначаються в ході проведення візуального та інструментального обстежень.

3. Наведено методику визначення технічного стану конструкцій після пожежі. Враховано чинники впливу високих температур на несучу здатність, прогини та тріщиностійкість конструкцій після пожежі. Відзначається, що

вплив високих температур має бути обов'язково врахований при розробці проєкту відновлення як окремих конструкцій, так і будівлі в цілому.

4. Прийнято основні передумови і допущення, які дозволяють виконати розрахунки залізобетонних колон та інших стержньових елементів, які працюють на позацентровий стиск (пояси ферм, ригелі багатопверхових споруд, арки тощо) при дії силових і високотемпературних впливів. Прийняті передумови та допущення ґрунтуються на експериментально отриманих залежностях і відповідають вимогам чинних НД. Визначено критерії вичерпання несучої здатності за умови дії силових і високотемпературних впливів.

5. Розроблено методику визначення технічного стану конструкцій після пожежі, яку використано при проведенні обстежень і підготовки попереднього висновку про технічний стан конструкцій відділення цеху, який розташовано на території ПАТ «Текстемп» за адресою вул. Колекторна, 30 в м. Києві, які отримали пошкодження внаслідок пожежі.

РОЗДІЛ 3

МЕТОДИКА І РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ АРМАТУРИ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН ПРИ ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВАХ

3.1. Загальні положення

В наш час в Україні введено низку стандартів, які регламентують методи випробувань на вогнестійкість окремих видів залізобетонних конструкцій. Так, границя вогнестійкості залізобетонних балок визначається за ДСТУ Б В.1.1-13:2007 “Захист від пожежі. Балки. Метод випробування на вогнестійкість” (EN 1365-3:1999, NEQ) [8], колон – за ДСТУ Б В.1.1-13:2007 “Захист від пожежі. Колони. Метод випробування на вогнестійкість” (EN 1365-3:1999, NEQ) [9].

Основним стандартом, який регламентує загальні підходи до визначення вогнестійкості будівельних конструкцій є ДСТУ Б В.1.1-4-98* “Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість” (EN 1363-1:1999, NEQ) [89].

Відповідно до ДСТУ Б В.1.1-4-98* [89] розрізняють такі основні види граничних станів будівельних конструкцій з вогнестійкості:

- граничний стан за ознакою втрати несучої здатності (умовне літерне позначення R);
- граничний стан за ознакою втрати цілісності (E);
- граничний стан за ознакою втрати теплоізолювальної здатності (I).

Граничним станом за ознакою втрати несучої здатності є обвалення зразка або виникнення в ньому граничних деформацій. Допускається здійснювати оцінку цього граничного стану за даними вимірювань температур прогріву несучої арматури в перерізу зразка [89].

Для залізобетонних стержнів (колон, балок, ригелів, сходових площадок та маршів) границя вогнестійкості визначається по досягненню лише граничного стану за ознакою несучої здатності (R).

Випробування на вогнестійкість здійснюють у вогневих печах, які повинні відповідати вимогам ДСТУ Б В.1.1-4-98* [89]. Температурний режим в печах забезпечується за рахунок спалювання рідкого пального.

Сутність роботи вогневих печей полягає в забезпеченні одностороннього або багатостороннього теплового впливу на зразки конструкцій та виробів за стандартним або альтернативними (вуглеводнева пожежа, зовнішня пожежа, пожежа, що повільно розвивається) температурними режимами пожежі (рис. 3.1).

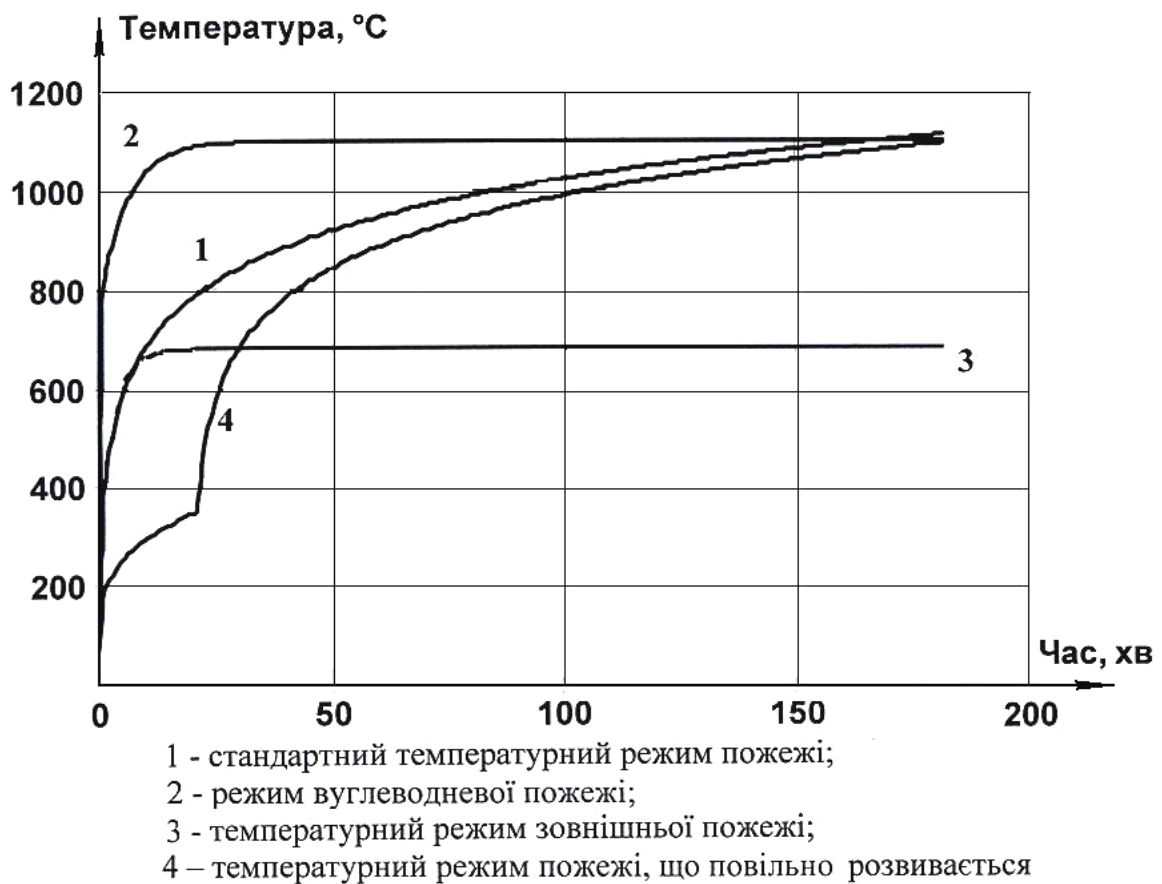


Рис. 3.1. Стандартний та альтернативні температурні режими пожежі [89]

Таким чином, нормативна база України встановлює порядок проведення випробувань конструкцій різних видів і призначення на вогнестійкість. Удосконалення нормативних методик досліджень можливе за умов використання нових приладів і обладнання для вимірювання контрольованих

параметрів бетону й арматури перед та після проведення випробувань конструкцій на вогнестійкість, виконання досліджень зразків арматури та бетону, які вилучено зі зразків колон після випробувань на вогнестійкість.

Граничним станом за ознакою втрати несучої здатності для колон, які випробовують без навантаження, є виникнення граничних значень температур для арматури [89]. При цьому, за температуру, при якій арматура не може виконувати свої функції, приймають температуру 500 °С.

Для зразків залізобетонних колон, які випробовуються без навантаження, час досягнення граничного стану за ознакою втрати несучої здатності визначають за даними вимірювань температури по товщині зразка розрахунковим методом, який має відповідати вимогам ДБН В.1.1-7:2016 [6, 9, 10].

Випробування зразків залізобетонних колон згідно вимог ДСТУ Б В.1.1-14:2007 [108] не може дати відповідь про величину залишкової несучої здатності після припинення високотемпературних впливів, оскільки відсутні як результати визначення залишкової міцності бетону, так і арматури колон. Для реальних конструкцій, які було піддано високотемпературному впливу, наявність інформації про залишкову несучу здатність колон дозволило б прийняти рішення про посилення або заміну. Тому після проведення випробувань на вогнестійкість було б доречним проводити і випробування вилучених зразків арматури й бетону. Цю обставину було враховано при розробленні методики та проведенні випробувань колон на вогнестійкість.

3.2. Визначення характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах

Необхідність в проведенні досліджень арматури при нагріванні до різних температур була викликана відсутністю в проектах ДСТУ і розрахунку конструкцій даних щодо зміни характеристик міцності арматури різних класів при високотемпературному нагріві. Для визначення характеру деформування і

руйнування сталеві арматури при нагріві було розроблено методику та виконано дослідження зразків з арматурної сталі різних класів (A240C, A400C, A500C, A600C) за ДСТУ 3760:2006 [13, 119].

Було розроблено програму досліджень, згідно з якою передбачалось:

- визначення фізико-механічних характеристик зразків арматурної сталі для уточнення класу арматури [41];
- розробка методики, виготовлення зразків для випробувань при термічних впливах у відповідності з вимогами чинного нормативного документу [44];
- виконання хімічного аналізу сталі зразків у відповідності з вимогами чинного нормативного документу [43];
- виготовлення та експериментальні дослідження зразків при термічних впливах згідно розробленої методики;
- оцінка результатів досліджень, визначення класу арматури.

Всього було підготовлено для випробувань зразки 4 серій. Як вже було сказано вище, зразки вилучались з прутів арматурної сталі класів A240C, A400C, A500C, A600C відповідно. Зразки мали однакову довжину (400 мм), що дозволило провести дослідження на одному обладнанні.

По 3 зразки в кожній серії було випробувано на розтяг (в стані постачання при кімнатній температурі) на розривній машині ГРМ-2М згідно вимог ГОСТ 12004-81* [45]. Результати цих випробувань і випробувань з метою визначення хімічного складу наведено в таблиці 3.1 (розшифровка індексів для випробуваних зразків: 1А – номер серії зразків).

Згідно розробленої методики було виготовлено зразки згідно вимог ГОСТ 1497-84 [41] (Додаток 2, тип II), які мали вигляд гантелей із стовщеннями на кінцях. Зразки мали довжину 100 мм, а діаметр зразка в зоні розриву становив 6 мм (рис. 3.2).

Результати випробувань зразків арматури

Номер партії зразків	Марка сталі зразків	Отримані характеристики для випробуваних зразків (середні значення)	
		f_y , МПа	f_t , МПа
1А (А600С)	20ГС, ГОСТ 10884	405,8	582,9
2А (А500С)	25Г2С, ГОСТ 5781	365,4	552,9
3А (А400С)	35ГС, ГОСТ 5781	342,4	441,2
4А (А240С)	Ст3пс, ГОСТ 380	296,8	418,9



Рис. 3.2. Вигляд виготовлених зразків для досліджень при підвищених температурах

Випробування зразків арматури при підвищених температурах були проведені у випробувальній лабораторії ПАТ «Алчевський металургійний комбінат» на розривній машині УМ-4Р. Умови випробувань відповідали розробленій методиці та вимогам чинних нормативних документів, що діють в Україні [41, 44]. Нагрівання зразків під час випробувань виконувалось до температури 700°C за допомогою трубчатої електропечі. Контроль температури нагріву виконувався термопарами «платина-родій-платина». Фіксація температури в режимі реального часу виконувалась приладом КСП-3П.

Випробування виконувались в такій послідовності. Зразок встановлювався в розривну машину і розігрівався до фіксованої температури (100 °С, ..., 700 °С з інтервалом 100 °С). Витримка при фіксованій температурі була протягом 30 хв., після чого зразок випробувався на розтяг протягом 2...3 хв. із дотриманням вимог ГОСТ 9651–84* [44]. Обладнання, яке використовувалось при випробуваннях, наведене на рис. 3.3.



Рис. 3.3. Обладнання для випробувань зразків арматури

Було отримано залежності зміни межі міцності сталі від температури, які мали схожий характер для всіх зразків: при зміні температури від 20°C до 200...300 °C границя міцності збільшувалась, а потім зменшувалась. Границя текучості для всіх випробуваних зразків із збільшенням температури зменшувалась і мала вигляд пологої кривої (рис. 3.4), що відповідає сучасним уявленням про характер роботи сталі при нагріві [13, 114, 119] .

Збільшення температури нагріву сприяло зменшенню межі текучості для всіх випробуваних зразків (рис. 3.5).

Було встановлено, що наведена в ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 [114] крива (рис. 2.6) має схожий вигляд з тими кривими, які було отримано в ході проведення експерименту.

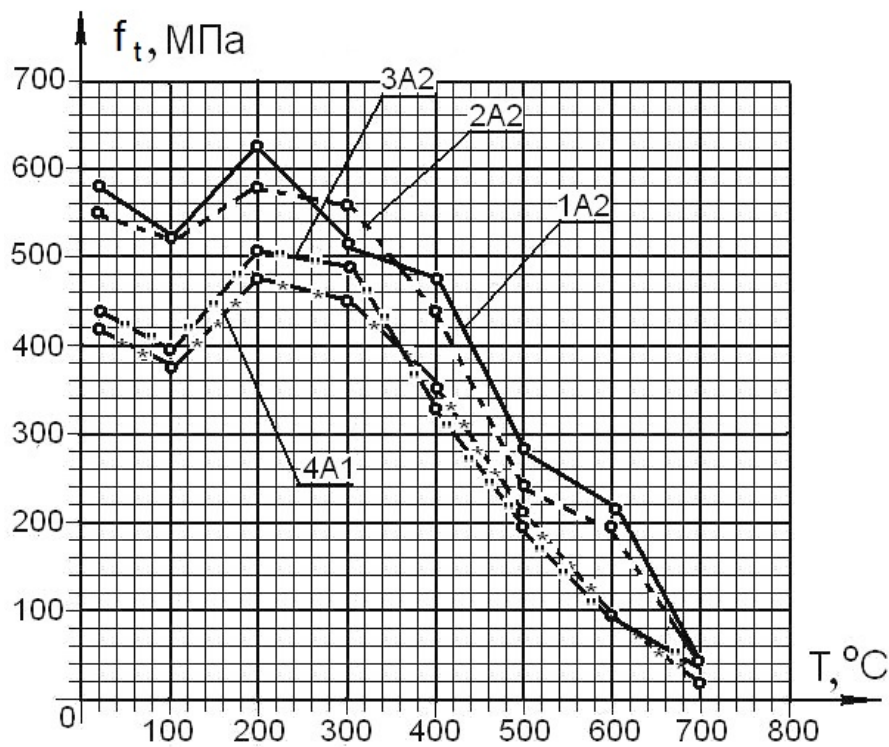


Рис. 3.4. Залежності міцності арматури на розтяг від температури

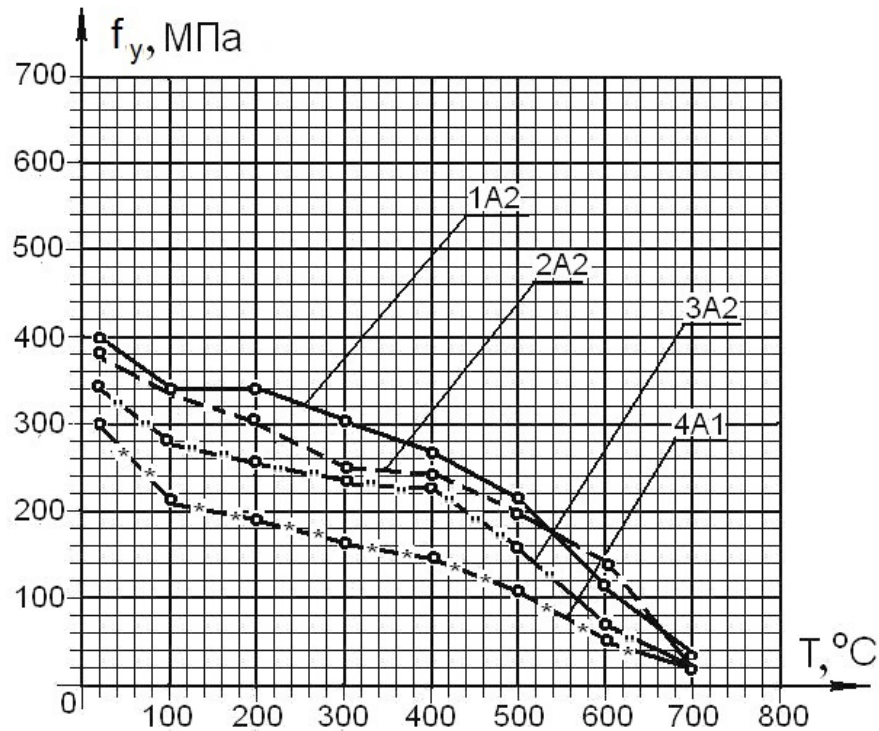


Рис. 3.5. Залежності міцності арматури на границі текучості від температури

Результати досліджень, викладені в цьому підрозділі, включено до науково-технічного звіту кафедри будівельних конструкцій ДонДТУ (підрозділ 3.9) [13].

3.3. Методика і результати досліджень залізобетонних колон на вогнестійкість

Випробування на вогнестійкість колон виконано у відповідності з вимогами ДСТУ Б В.1.1-14:2007 [108]. Вимоги цього стандарту стосуються випробувань для визначення межі вогнестійкості фрагментів колон, які виконано із залізобетону, деревини тощо. Цей стандарт розвиває основні положення ДСТУ Б В.1.1-4-98* [89] щодо випробувань конструкцій, які працюють на позакентровий стиск.

Випробування зразків на вогнестійкість виконано для встановлення проміжку часу від початку випробування до настання нормованого для зразка

граничного стану з вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності (R) в умовах стандартного температурного режиму згідно ДСТУ Б В.1.1-4-98* [89].

Стандартний температурний режим характеризується стандартною кривою зміни температури від часу для випробувань конструкцій на вогнестійкість, яка описується формулою [89]:

$$t = 345 \cdot \lg(8 \cdot \tau + 1) + 20, \quad (3.1)$$

де t – температура середовища, °C; τ – час, хв.; 20 – початкова температура.

Час досягнення граничного стану (межі вогнестійкості) за ознакою втрати несучої здатності для залізобетонних колон визначається за даними вимірювань температури по товщині зразка розрахунковим методом, який має відповідати вимогам ДБН В.1.1-7:2016 [6].

Навантаження, умови кріплення та обпирання зразків мають відповідати розрахунковим схемам, які прийнято в технічній документації.

Навантаження на зразки мають відповідати їхнім проектним значенням від всіх діючих навантажень у відповідності з вимогами нормативної документації [6, 89, 90, 91] і вимогами, які наведено в проектній документації.

Зразки залізобетонних колон повинні мати переріз і висоту, які відповідають проектним розмірам колон. У випадку, якщо зразки таких розмірів випробувати неможливо, допускається використання зразків – фрагментів колон. При цьому висота частини зразка, яка підлягає вогневому впливу в печі, має бути не меншою за 2000 мм. Для визначення загальної висоти зразка з кожного кінця слід додати не більше ніж по 300 мм для закріплення зразка в печі. Це значення має бути обрано як найменше для зменшення тепловідводу від зразка. Зменшення перерізу зразка колони не допускається. Висота зразка металевої колони з покриттям та облицюванням, яка випробовується без навантаження, має бути не меншим за 1 м [108].

Для проведення випробувань на вогнестійкість зразків залізобетонних колон було розроблено методику з урахуванням вимог чинних НД [89, 108]. На додаток до відомих вимог було також запропоновано провести випробування

зразків арматури та бетону, які передбачалося отримати після розпилювання, у відповідності з вимогами чинних НД.

Для випробувань на вогнестійкість було виготовлено два ідентичні залізобетонні зразки перерізом 600х600 мм висотою 2000 мм. Зразки було виготовлено в заводських умовах в цеху Броварського заводу залізобетонних виробів (БЗЗБВ) №8 у металевій опалубці [59, 120].

Кожний зразок було армовано несучим просторовим арматурним каркасом. Поздовжня арматура каркасу являла собою вісім арматурних стержнів Ø20 мм класу А400С за ДСТУ 3760:2006 [112]. В якості поперечної арматури було використано арматурні стержні Ø10 мм класу А240С за ДСТУ 3760:2006 [112]. Поперечна арматура була встановлена по зовнішньому контуру поздовжніх стержнів з кроком 300 мм. Для забезпечення стійкості поздовжніх стержнів, які розташовано по центру кожної грані (дані з реального проекту), було встановлено додаткову арматуру Ø10 мм А240С з кроком 300 мм, яка об'єднала ці стержні між собою (рис. 3.6, 3.7).

Крім цього, було виготовлено допоміжні зразки (куби, призми, фрагменти арматурних стержнів), випробування яких дозволило отримати дані про фізико-механічні характеристики бетону й арматури.

Зразки було виготовлено з бетону одного замісу [59, 120]. Витрати матеріалів на виготовлення 1 м³ бетонної суміші складала: портландцементу М500 ВАТ «Балцем» (м. Балаклея) – 440 кг, піску ТОВ «Київський річковий порт» – 660 кг, щебеня крупністю 5-20 мм ТОВ «Граніт» (п. Мирополь Житомирської обл.) – 1150 кг, води – 153 л, хімічної добавки (релаксол-лідер) – 17 кг. Водоцементне співвідношення склало В/Ц=0,35, осідання конуса – 15 см. Проектний клас бетону – С20/25.

Дозування складових бетонної суміші було виконано за допомогою вагових дозаторів заводського БСУ. Бетонна суміш перемішувалась у бетоноперемішувачі вільного падіння об'ємом 0,75 м³ протягом 5 хв. Бетон було ущільнено глибинними вібраторами [14, 59, 120].



Рис. 3.6. Загальний вигляд арматурного каркасу зразка



Рис. 3.7. Вигляд встановлених арматурних каркасів в опалубці [59, 120]

Бетонування допоміжних зразків (стандартних кубів і призм) проводилось одночасно з основними в інвентарній опалубці. Зразки зберігались під шаром тирси поряд із колонами. Зразки арматурних стержнів вилучались із арматури, з якої було виготовлено просторовий каркас для армування колон.

Всі зразки знаходилися в опалубці впродовж семи діб під шаром вологої тирси. Після розпалубки колони і допоміжні зразки зберігались протягом 21 доби.

Після витримки протягом 28 діб були проведені випробування кубів та призм для визначення класу бетону. Характеристики бетону визначалися при стандартних випробуваннях допоміжних зразків [20, 120]. Розміри кубів було прийнято такими, що дорівнюють 100x100x100 мм, а призм – такими, що дорівнюють 100x100x400 мм.

Випробування кубів, призм і відрізків арматурних стержнів виконано в лабораторії БЗЗБК. Результати випробувань наведено в таблицях 3.2 і 3.3.

Колони було перевезено у випробувальний зал після випробувань допоміжних зразків. Зразки колон у випробувальному залі зберігались в нормальних умовах температури і вологості і готувались до випробувань.

Під час підготовки зразків колон до випробувань на вогнестійкість були проведені інструментальні дослідження однорідності та характеристик застосованого бетону [14, 59, 120].

Дослідження бетону було виконано ультразвуковим методом згідно ДСТУ Б В.2.7-226:2009 [22]. Використання ультразвукового методу дало можливість виміряти час t проходження ультразвуку від випромінювача до приймача і при відомій величині бази L прозвучування розрахувати швидкість $C = L/t$ проходження ультразвукових коливань. При відомій залежності між швидкістю та міцністю було визначено міцність застосованого бетону.

Для випробувань було використано ультразвуковий прилад УК-14ПМ з погрішністю виміру часу t поширення ультразвуку $\pm 0,01t + 0,1$ (мкс).

Таблиця 3.2

Фізико-механічні характеристики (характеристики міцності та деформованості) бетону, які отримано під час випробувань кубів та призм

Термін випробувань	Кубикова міцність $f_{ck,cube}$, МПа	Призмova міцність $f_{ck,prism}$, МПа	Модуль пружності E_{ck} , МПа	Густина бетону ρ , кг/м ³
28 діб	36,8	27,5	31500	2355

Таблиця 3.3

Результати визначення міцності зразків застосованої для армування арматурної сталі

№ партії зразків	Характеристики міцності арматури класу А240С		Характеристики міцності арматури класу А400С	
	f_u , МПа	f_t , МПа	f_u , МПа	f_t , МПа
1	328,9	464,9	488,4	724,2
2	336,3	480,1	465,0	680,0
3	322,6	488,5	449,8	635,4
4	331,1	475,4	466,2	640,6
5	341,8	470,9	444,8	626,5

Вимірювання були виконані способом наскрізного прозвучування (рис. 3.8) з використанням не зв'язаних між собою перетворювачів з резонансною частотою 60 кГц (таблиця 3.4).



Рис. 3.8. Обладнання для досліджень бетону ультразвуковим методом

На першому етапі було виконано виміри в колонах до випробувань на вогнестійкість. Результати вимірювань наведено в таблиці 3.4.

Як видно з цієї таблиці, середня швидкість ультразвуку для бетону кубів склала 4178 м/с, бетону призм – 4294 м/с, а бетону колон – 4384 м/с, тобто розбіжності між отриманими максимальною та мінімальною швидкостями склали 4,7% [59, 115, 120].

Міцність бетону в місцях контролю було визначено за допомогою градувальної залежності «швидкість–міцність», яку було встановлено для цього приладу за багаторічними статистичними даними результатів випробувань бетону, а також за результатами випробувань виготовлених кубів і призм. За результатами проведених досліджень було встановлено, що бетон колон за міцністю відповідає класу C20/25.

Результати вимірів швидкості ультразвуку

№ зразка	Швидкість ультразвуку C , м/с
Куби	
Зразок №1	4202
Зразок №2	4122
Зразок №3	4210
Середнє значення	4178
Призми	
Зразок №1	4348
Зразок №2	4157
Зразок №3	4376
Середнє значення	4294
Зразки колон	
Ярус 1 (зразок №1)	4416
Ярус 2 (зразок №1)	4410
Ярус 3 (зразок №1)	4318
Ярус 1 (зразок №2)	4383
Ярус 2 (зразок №2)	4365
Ярус 3 (зразок №2)	4410
Середнє значення	4384

Після завершення попередніх випробувань було виконано дослідження колон на вогнестійкість у випробувальному центрі ТОВ «ТЕСТ» [59, 122]. Випробування було виконано в спеціальній випробувальній печі із залученням відповідних засобів вимірювальної техніки, за допомогою яких було отримано всі необхідні дані (рис. 3.9, 3.10). Перед випробуваннями зразки було витримано у приміщенні для кондиціювання зразків згідно вимог п. 7.1.4 ДСТУ Б В.1.1-4-98* [89].

Зразки колон були випробовані без навантаження, тому межу вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності (ознака R) було визначено з розподілу температур в перерізу колони. Несуча здатність була визначена шляхом перевищення середньої температури поздовжньої арматури від початкової на 480°C .



Рис. 3.9. Вигляд печі під час випробування колони



Рис. 3.10. Вигляд колони (зразок №1) в печі після випробування

Для вимірювання температури були використані термопари ТХА (Т1...Т4), які було встановлено на чотирьох поздовжніх арматурних стержнях. Для визначення характеру розподілу значень температури по перерізу колони було встановлено по п'ять термопар ТХА (Т5...Т9). Схему розташування термопар в колоні наведено на рис. 3.11.

Під час проведення випробувань температура та надлишковий тиск у печі відповідали вимогам, що регламентовані чинними нормативними документами. Надлишковий тиск у печі на 5-й хв. склав 8 Па, а з 10-ї хв. – 11 Па.

Втрата несучої здатності колони під час випробувань відбулась на 152 хв. Значення середньої температури для поздовжньої несучої арматури зразка (Т_{1,ср}) перевищило початкове значення на 480⁰С.

Динаміка процесу випробувань (зростання температури в печі і в арматурі колон) наведена на рис. 3.12, 3.13, 3.14.

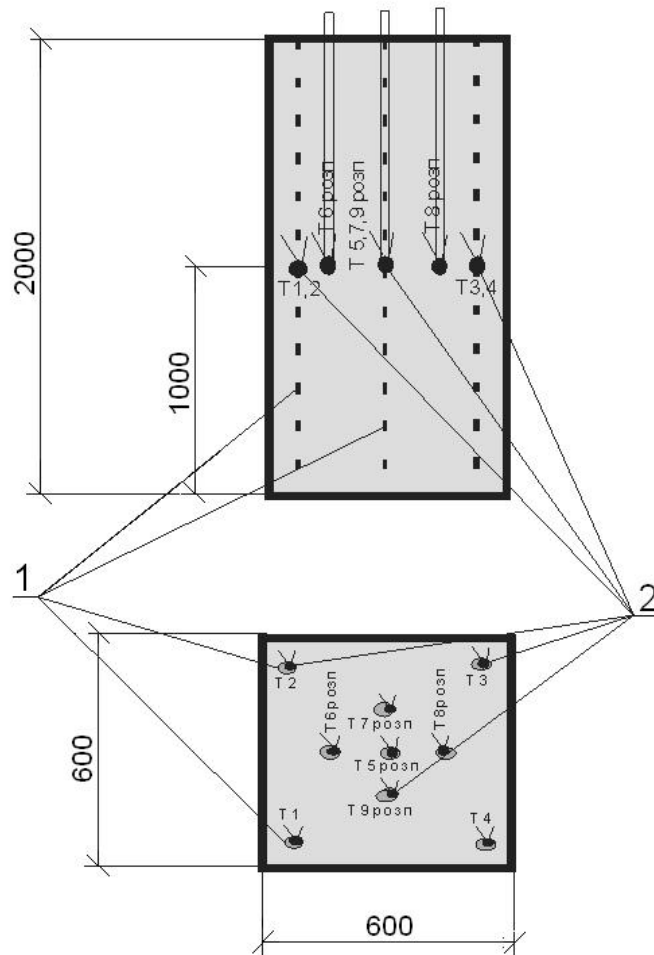


Рис. 3.11. Схема розміщення термопар в колоні

Після випробувань зразки колон було вилучено з печі і проведено їхнє обстеження. Обстеження виконувалось інструментальними методами шляхом простукування, вимірювання геометричних розмірів і ультразвукових досліджень бетону. Було встановлено, що бетон колон зазнав суттєвих руйнувань. На поверхні бетону було виявлено тріщини, при простукуванні було виявлено глухий звук. Випробування колон ультразвуковим методом для оцінки міцності бетону було неможливим внаслідок руйнувань бетону і суттєвого розкиду результатів вимірювань.

Втрати несучої здатності зразка №2 під час випробувань протягом 160 хв. не відбулося (оскільки значення середньої температури в несучій арматурі не перевищило початкового значення на 480°C).

Вигляд зразка колони №2 після випробувань наведено на рис. 3.15.

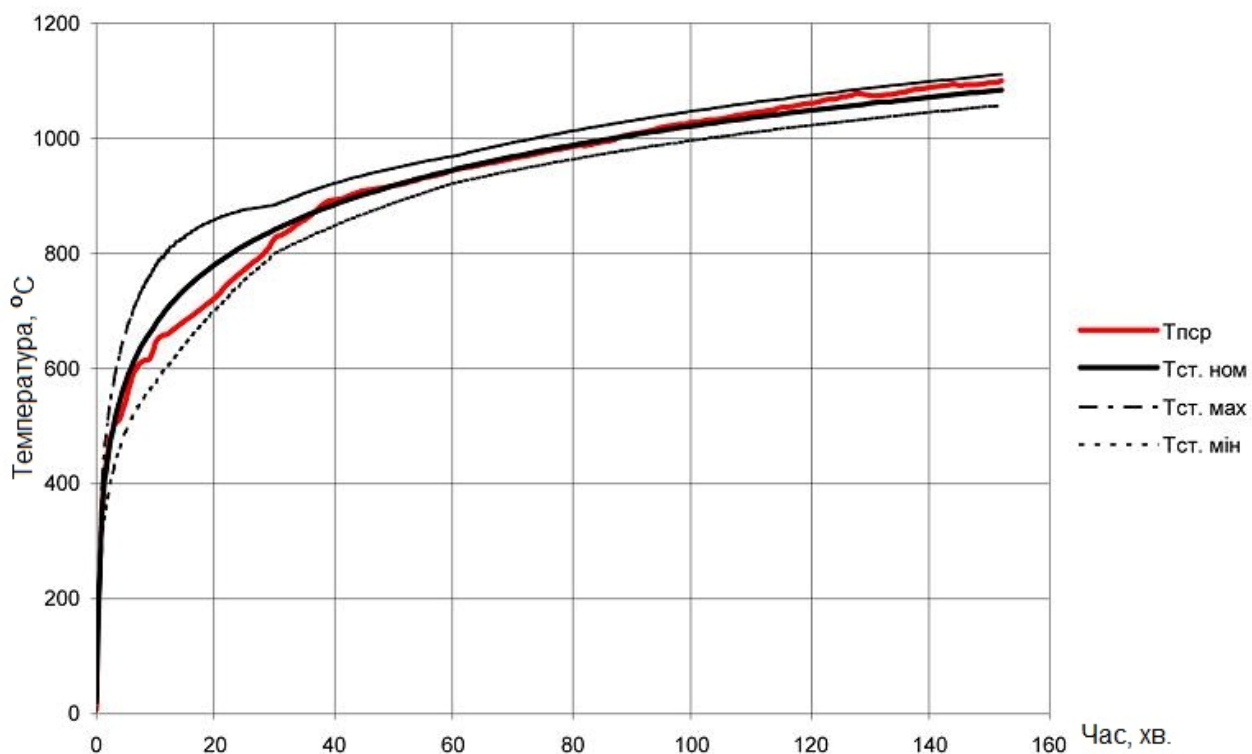
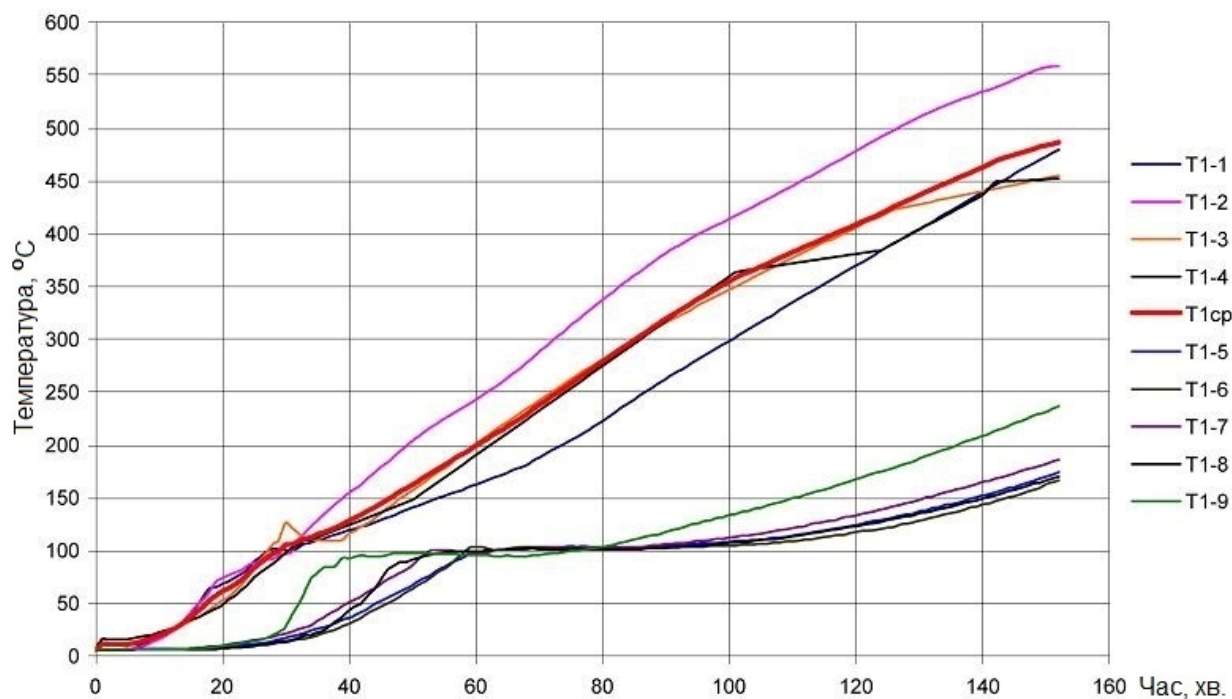
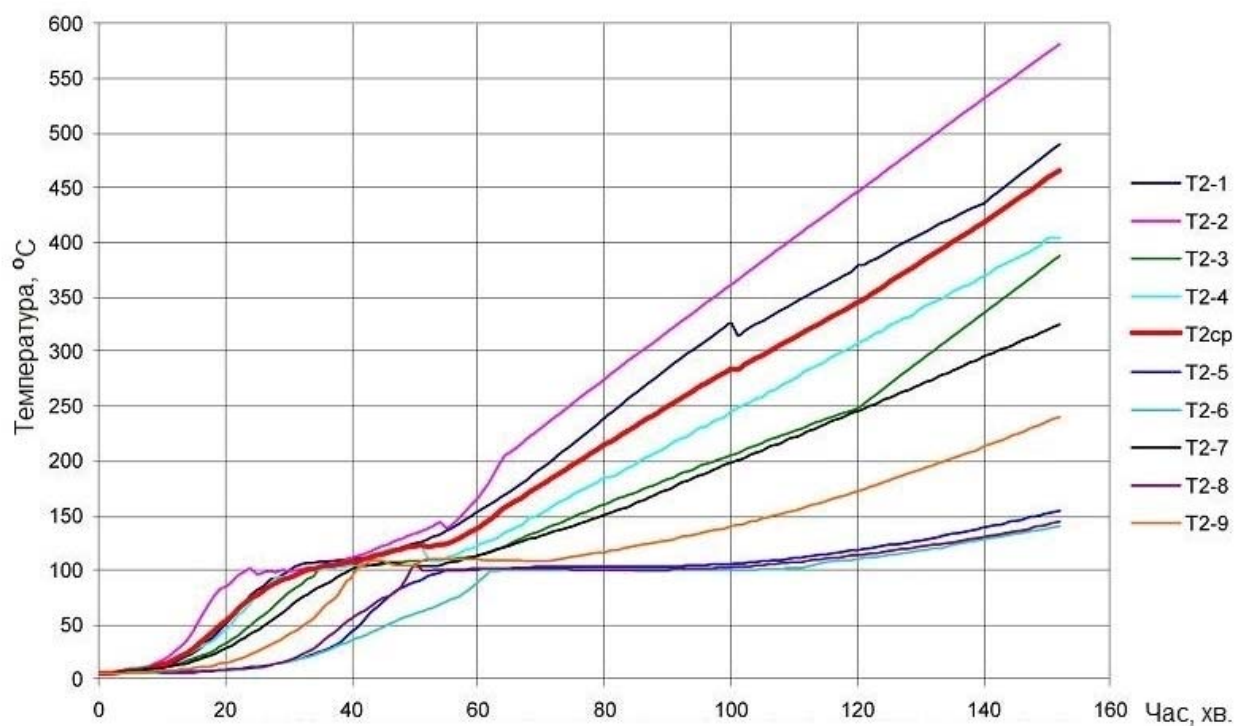


Рис. 3.12. Зростання температури в печі під час випробувань



Температура в несучій арматурі (Т1-1-Т1-4), середня (Т1с) та розподілена по перерізу (Т1-5-Т1-9) зразка №1

Рис. 3.13. Зростання температури в робочій арматурі зразка №1



Температура в несучій арматурі (T2-1-T2-4), середня (T2с) та розподілена по перерізу (T2-5-T2-9) зразка №2

Рис. 3.14. Зростання температури в робочій арматурі зразка №2



Рис. 3.15. Вигляд зразка колони після випробувань

Для вилучення зразків бетону й арматури з метою визначення характеру руйнування та характеристик бетону по перерізу було виконано розрізання колони. Розрізання колони виконано в умовах заводу (рис. 3.16).



Рис. 3.16. Розрізання колони діамантовою пилкою

За результатами розрізання в кутових зонах і по периметру було виявлено, суттєві руйнування бетону з утворенням тріщин по колу. В центральній частині перерізу було виявлено бетонне ядро, яке майже не зазнало руйнувань під час випробувань на вогнестійкість (рис. 3.17). Результати випробувань зразків-кубів зі стороною 100 мм (після вилучення зруйнованого бетону на кромках та на гранях після розрізання) на стиск наведено в таблиці 3.5. Нумерацію зразків-кубів наведено на рис. 3.18.

Крім цього, було проведено випробування на розтяг вилучених з колони зразків арматури. Результати випробувань наведено в таблиці 3.6.

Як видно з таблиці 3.6, характеристики міцності арматури після нагрівання майже до температури 500 °С зазнали зменшення: для арматури А240С це зменшення досягло приблизно 1,5%, а для арматури А400С –

приблизно 2,5%.



Рис. 3.17. Переріз колони після розрізання



Рис. 3.18. Нумерація вилучених з колони зразків-кубів

Таблиця 3.5

Характеристики міцності та деформативності бетону після випробувань на
вогнестійкість

Номер зразка-куба	Кубикова міцність $f_{ck,cube}$, МПа	Густина бетону ρ , кг/м ³
3	17,1	2275
8	16,1	2246
9	16,3	2258
Середнє значення	16,5	2260
7	24,5	2388
10	23,8	2365
11	22,8	2310
Середнє значення	23,7	2354

Таблиця 3.6

Результати визначення міцності сталі арматурних зразків

№ партії зразків	Характеристики міцності для зразків арматури класу А240С		Характеристики міцності для зразків арматури класу А400С	
	f_u , МПа	f_t , МПа	f_u , МПа	f_t , МПа
1	315,5	444,8	459,5	680,8
2	324,5	468,2	448,6	665,4
3	328,8	479,5	452,3	648,7

Результати досліджень, викладені в цьому підрозділі, включено до науково-технічного звіту кафедри будівельних конструкцій ЧПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України, м. Черкаси (підрозділ 2.4) [14].

3.4. Висновки по розділу 3

На основі проведених досліджень зроблено висновки.

1. Дослідження зразків арматурної сталі було виконано у відповідності з вимогами чинних НД. Для всіх зразків залежність межі міцності від температури мала схожий характер: при зміні температури від 20 °С до 200...300 °С границя міцності збільшувалась, а потім починала зменшуватись. Границя текучості для всіх випробуваних зразків із збільшенням температури зменшувалась і мала вигляд пологої кривої. Наведена в ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 [114] крива (рис. 2.6) має схожий вигляд з тими кривими, які було отримано в ході проведення експерименту. Прийняття граничного значення температури 500 °С не може бути обґрунтованим: при такій температурі коефіцієнти зниження тимчасового опору сталі становлять $K_{y,\theta} = 0,35 \dots 0,55$, що значно менше від задекларованого в ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016 [114] $K_{y,\theta} = 0,8$, при такій температурі.

2. Виконано експериментальні дослідження зразків колон на вогнестійкість за методикою чинних НД з проведенням додаткових випробувань вилучених зразків арматури та бетону. Характеристики міцності арматури класу А400С при нагріванні до температури 500 °С практично не змінились, що дозволяє зробити висновок про можливість використання характеристик міцності арматури після вогневого впливу, які рекомендовано чинними НД, для визначення остаточної несучої здатності конструкцій після пожежі за умов нагрівання до температур, які не перевищують 500 °С.

3. Міцність бетону зразків-кубів, які було вилучено із зовнішніх шарів колони, суттєво зменшилась (майже в 1,5 рази). Міцність бетону центрального

ядра зменшилась приблизно в 1,16 рази. Це дозволяє зробити висновок про необхідність врахування такого фактору при визначенні залишкового стану конструкцій після пожежі. При розробці проекту посилення конструкцій слід орієнтуватись на оббетонування конструкцій, що дозволить зруйнованому бетону працювати «в обіймі» і сприймати чинні навантаження.

4. Сучасні методики випробувань залізобетонних конструкцій на вогнестійкість не вимагають отримання побічних даних, які характеризують несучу здатність і технічний стан конструкцій після випробувань. Регулярні випробування на вогнестійкість конструкцій, які працюють на стиск (колон, стиснутих поясів ферм, ригелів багатоповерхових будівель тощо), із різних бетонів із визначенням додаткових параметрів (міцності матеріалів до випробувань і після випробувань) дозволили б отримати експериментальну базу даних, яка б сприяла розробці розрахункових методів оцінювання несучої здатності в залежності від застосованих матеріалів. Для вирішення цієї задачі необхідно надавати для випробувань, крім конструкцій, також і зразки бетону (куби або призми) та арматури. Інструментальне обстеження конструкцій до і після випробувань на вогнестійкість необхідно проводити методами і приладами руйнівного і неруйнівного контролю.

РОЗДІЛ 4

ПРАКТИЧНЕ ЗАСТОСУВАННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОБОТИ

4.1. Практична методика розрахунку залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах

Внаслідок того, що залізобетон являє собою композиційний матеріал із складною внутрішньою невпорядкованою структурою, існує суттєвий розкид експериментальних даних про поведінку як складових матеріалів, так і конструкцій в цілому при дії високих температур. Також слід враховувати, що дані експериментів сильно залежать від умов їхнього проведення. Тому усі математичні моделі властивостей матеріалів, з яких складається залізобетон, як правило, є результатом усереднювання й екстраполяції [92]. Разом з моделями, які було запропоновано в роботах [92, 99 та ін.], слід виділити математичні моделі властивостей, які рекомендовані нормативними документами. У нормах [8, 9, 10 та ін.], наведено чіткі розрахункові методики та математичні моделі властивостей матеріалів, з якого складається залізобетон, що обумовлює необхідність їхнього застосування для розрахунків меж вогнестійкості залізобетонних конструкцій проєктованих будівель.

При нагріванні бетон має ряд характерних особливостей, які полягають в специфіці фізико-хімічних процесів [9, 10, 15]. Для їх врахування основним залишається підхід, який полягає в описуванні властивостей компонентів температурними залежностями для використання їх в математичній моделі теплообміну [15 та ін.], які представлені у вигляді наступних рівнянь:

$$\begin{aligned}
 t &= f(x, y, z, \tau); \\
 t &= f(x, y, \tau); \\
 t &= f(x, \tau) \text{ або } t = f(y, \tau).
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Розрахунок температур виконується із застосуванням диференціального рівняння теплопровідності Фур'є [15]:

– двомірне температурне поле

$$C_{tem}\rho \frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial y} \right]; \quad (4.2)$$

– одномірне температурне поле уздовж осей x і y

$$C_{tem}\rho \frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial x} \right]; \quad (4.3)$$

$$C_{tem}\rho \frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial y} \left[\lambda_{tem} \frac{\partial t}{\partial y} \right],$$

де C_{tem} – питома теплоємність; λ_{tem} – коефіцієнт теплопровідності; ρ – щільність матеріалу конструкції.

Рівняння (4.2) застосовується для визначення температурного поля в перетинах стрижньових конструкцій (колон, балок, арок, елементів ферм), а рівняння (4.3) для плоских вертикальних і горизонтальних конструкцій (стін, перегородок, плоских плит покриттів і перекриттів).

У рівняннях (4.2) і (4.3) значення питомої теплоємності C_{tem} , кДж/(кг·°C), і коефіцієнта теплопровідності λ_{tem} , Вт/(м·°C), матеріалу конструкції визначаються по формулах:

$$\lambda_{tem} = A + B \cdot t; \quad (4.4)$$

$$C_{tem} = C + D \cdot t. \quad (4.5)$$

Залежності (4.4), (4.5) зазвичай приймаються за результатами відповідних досліджень. В першому наближенні за результатами досліджень [15] для важкого бетону можуть бути прийняті залежності:

$$\lambda_{b,tem} = 1,2 - 0,00035 \cdot t; \quad (4.6)$$

$$c_{b,tem} = 0,71 + 0,00083 \cdot t, \quad (4.7)$$

а для конструкційної сталі:

$$\lambda_{s,tem} = 48 - 0,036 \cdot t, \quad (4.8)$$

$$c_{s,tem} = 440 + 0,48 \cdot t. \quad (4.9)$$

Рівняння теплопровідності Фур'є (4.2), (4.3) по своїй суті нелінійні, оскільки змінюється не тільки температура середовища, але і теплофізичні характеристики матеріалу C_{tem} і λ_{tem} . Рішення таких рівнянь можна отримати з використанням чисельних методів.

Для теплотехнічного розрахунку залізобетонних конструкцій при їх роботі в умовах вогневого впливу пожежі у більшості робіт [15 та ін.] пропонується інженерний підхід, який базується на наступних положеннях.

1. Для розрахунку використовується квазілінійне рівняння Фур'є (4.2) з граничними умовами III роду при врахуванні конвекційного і радіаційного теплообміну з середовищем пожежі.

2. Температурний режим пожежного середовища співпадає із стандартною температурною кривою пожежі.

3. Через значну різницю в температуропровідності арматурної сталі і бетону теплообмін враховується тільки у бетоні.

4. Теплофізичні характеристики (ТФХ) бетону представлено температурними залежностями.

5. Допускається використання ТФХ, які отримано із застосуванням експериментально-розрахункового методу на основі рішення зворотної задачі теплопровідності (ЗЗТ).

6. Рівняння (4.2) вирішується із застосуванням чисельних методів – методу скінченних елементів (МСЕ) і методу скінченних різниць (МСР) з використанням ЕОМ.

Для вирішення задачі за допомогою математичної моделі (4.2) необхідно ввести ТФХ бетону, які наведено в таблицях 4.1 і 4.2.

Ці таблиці показують істотну різницю в підходах до визначення ТФХ бетону, тому для того, щоб визначити найбільш адекватну модель, потрібно виконати детальний аналіз і порівняння результатів розрахунку з експериментальними даними.

Таблиця 4.1

Теплофізичні характеристики бетону

Вид заповнювача бетону	Залежності ТФХ бетону від температури		Джерело
	Коефіцієнт теплопровідності $\lambda(T)$, Вт/(м·°С)	Об'ємна теплоємність $c_p(T)$, Дж/(кг·°С)	
силікатний	$1,2 - 0,00035 \cdot T$	$2300 \cdot (710 + 0,83 \cdot T)$	[15]
карбонатний	$1,14 - 0,00055 \cdot T$	$2300 \cdot (710 + 0,83 \cdot T)$	[15]
керамзит	$0,36 - 0,00012 \cdot T$	$1600 \cdot (830 + 0,42 \cdot T)$	[15]

Таблиця 4.2

Теплофізичні характеристики бетону

Вид заповнювача бетону	Залежності ТФХ бетону від температури		Джерело
	Коефіцієнт теплопровідності $\lambda(T)$, Вт/(м·°С)	Об'ємна теплоємність $c_p(T)$, Дж/(кг·°С)	
силікатний, карбонатний	в. гр. $2 - 0,2451 \frac{T}{100} + 0,0107 \left(\frac{T}{100} \right)^2$ н. гр. $1,36 - 0,136 \frac{T}{100} + 0,0057 \left(\frac{T}{100} \right)^2$	900 при $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$, 900 + (T - 100) при $100^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C}$, $1000 + \frac{T-200}{2}$ при $200^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C}$, 1100 при $400^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C}$	[15]

При визначенні розподілу температур в елементах залізобетонних конструкцій, який виникає при вогневому впливі при пожежі, слід враховувати, що процес теплообміну є нестационарним і нелінійним. В даному випадку рішення прямої задачі теплопровідності з урахуванням усіх особливостей можливо тільки за допомогою чисельних методів [15, 92].

Для нелінійної нестационарної задачі використовується система нелінійних рівнянь в матричному вигляді [15, 92]:

$$[\bar{K}(T)] \{T\} = \{Q(T)\}, \quad (4.10)$$

де $[\bar{K}(T)]$ – еквівалентна матриця теплопровідності, залежна від об'ємної теплоємності і коефіцієнта теплопровідності матеріалу; $\{Q(T)\}$ – вектор вузлових теплових потоків, обумовлених зовнішнім тепловим навантаженням. Рівняння (4.1) можна записати в такому вигляді:

$$\{P(T)\} = \{Q(T)\}, \quad (4.11)$$

де $\{P(T)\}$ – вектор внутрішніх вузлових теплових потоків, визначуваний щільністю теплових потоків елемента.

Ця система рівнянь вирішується ітераційним методом, відомим як метод Ньютона-Рафсона [15]. При використанні цього методу мінімізується нев'язка:

$$\{\Phi\} \equiv \{Q(T)\} - \{P(T)\} \rightarrow \{0\}. \quad (4.12)$$

Метод Ньютона-Рафсона засновано на використанні усічених рядів Тейлора для залишкового вектору нев'язки. Цим система рівнянь (4.10) перетворюється на лінійну і записується у виді:

$$[\bar{K}_T^{(i-1)}] \{\Delta T^{(i)}\} = \{Q^{(i)}\} - \{P^{(i)}\}, \quad (4.13)$$

При цьому виконуються рівноважні ітерації ($i = 1, 2, 3, \dots$), внаслідок чого визначаються нові значення температур на кожній ітерації з виразу:

$$\{T^{(i)}\} = \{T^{(i-1)}\} + \{\Delta T^{(i)}\}. \quad (4.14)$$

Процес виконання ітерацій триває до тих пір, поки не досягається прийнятна збіжність. Розширений алгоритм розрахунку вогнестійкості різними методами наведено в роботах [14, 15, 92].

Теплотехнічний розрахунок було проведено на основі ТФХ і параметрів граничних умов, які наведено в таблицях 4.1 і 4.2. Розрахунок виконано за допомогою МСЕ на основі формул (4.9)...(4.13). На рис. 4.1 наведено геометрію й умови теплообміну для залізобетонної колони перерізом 600x600 мм.

Параметри конвекційного і радіаційного теплообміну наведено в таблиці 4.3.

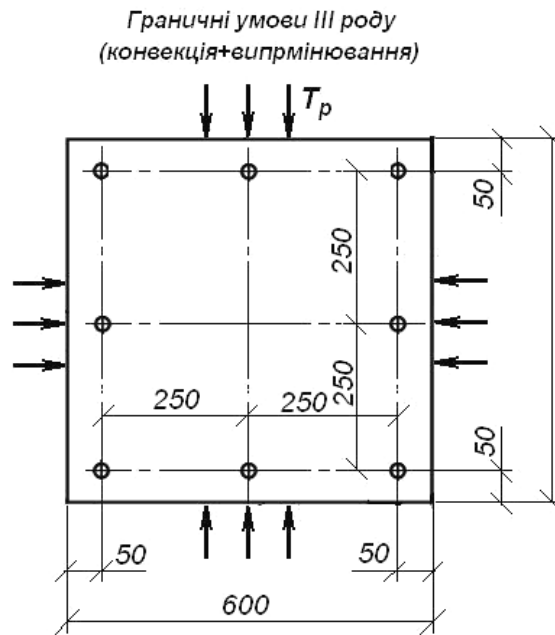


Рис. 4.1. Розрахункова схема для теплотехнічного розрахунку вогнестійкості
КОЛОНИ

Таблиця 4.3

Умови конвекційного і радіаційного теплообміну

№, п/п	Характеристика	Одиниці вимірювання	Величина	Джерело
1.	Коефіцієнт конвекційного теплообміну на поверхні, що обігрівається	Вт/(м ² ·К)	29	[15]
2.	Коефіцієнт конвекційного теплообміну на поверхні, що не обігрівається	Вт/(м ² ·К)	6	[15]
3.	Міра чорноти	-	0,85	[15]
4.	Постійна Стефана-Больцмана	Вт/(м ² ·К)	$5,67 \cdot 10^{-8}$	[15]

З використанням загального підходу, а також геометрії колони було виконано розрахунки температурних розподілів.

Будівлі із залізобетонним каркасом мають відповідати I, II і III категоріям вогнестійкості. Згідно з вимогами чинних нормативних документів

[6] параметри типових елементів для цих категорій вогнестійкості представлено у вигляді таблиці 4.4.

Таблиця 4.4

Параметри геометрії для категорій вогнестійкості колон

Категорія вогнестійкості	Межа вогнестійкості	Поєднання геометричних параметрів залізобетонних колон b/z_p
I	R150	300/25, 300/30, 300/40, 350/50, 400/25, 400/30, 400/35, 400/40, 450/40, 450/50, 500/50
II	R120	200/25, 250/25, 300/25, 350/25, 300/30, 300/35, 300/40, 400/25
III	R120	200/25, 250/25, 300/25, 350/25, 300/30, 300/35, 300/40, 400/25

Для вирішення прямої задачі теплопровідності (ПЗТ) за допомогою МСЕ було створено плоскі скінченно-елементні моделі в спеціалізованому універсальному комп'ютерному комплексі ANSYS Multiphysics. Вигляд комп'ютерної моделі наведено на рис. 4.2.

Для залізобетонної колони для спрощення розрахунку розглянуто 1/4 частину перерізу. На поверхнях, де проходять площини симетрії, встановлено граничні умови повної теплоізоляції [14, 92].

Для створення моделі використано два типи СЕ [14, 92]. Перший тип СЕ є основним типом і відбиває ТФХ бетону. Другий тип являє собою спеціалізований СЕ, який використовується для моделювання радіаційної поверхні. Радіаційна поверхня моделює радіаційний теплообмін з пожежним середовищем.

В якості першого типу СЕ, що моделюють бетон, з номенклатури СЕ ANSYS вибрано плоский термічний елемент PLANE55 [109]. Для моделювання радіаційної поверхні вибрано лінійний поверхневий елемент SURF151.

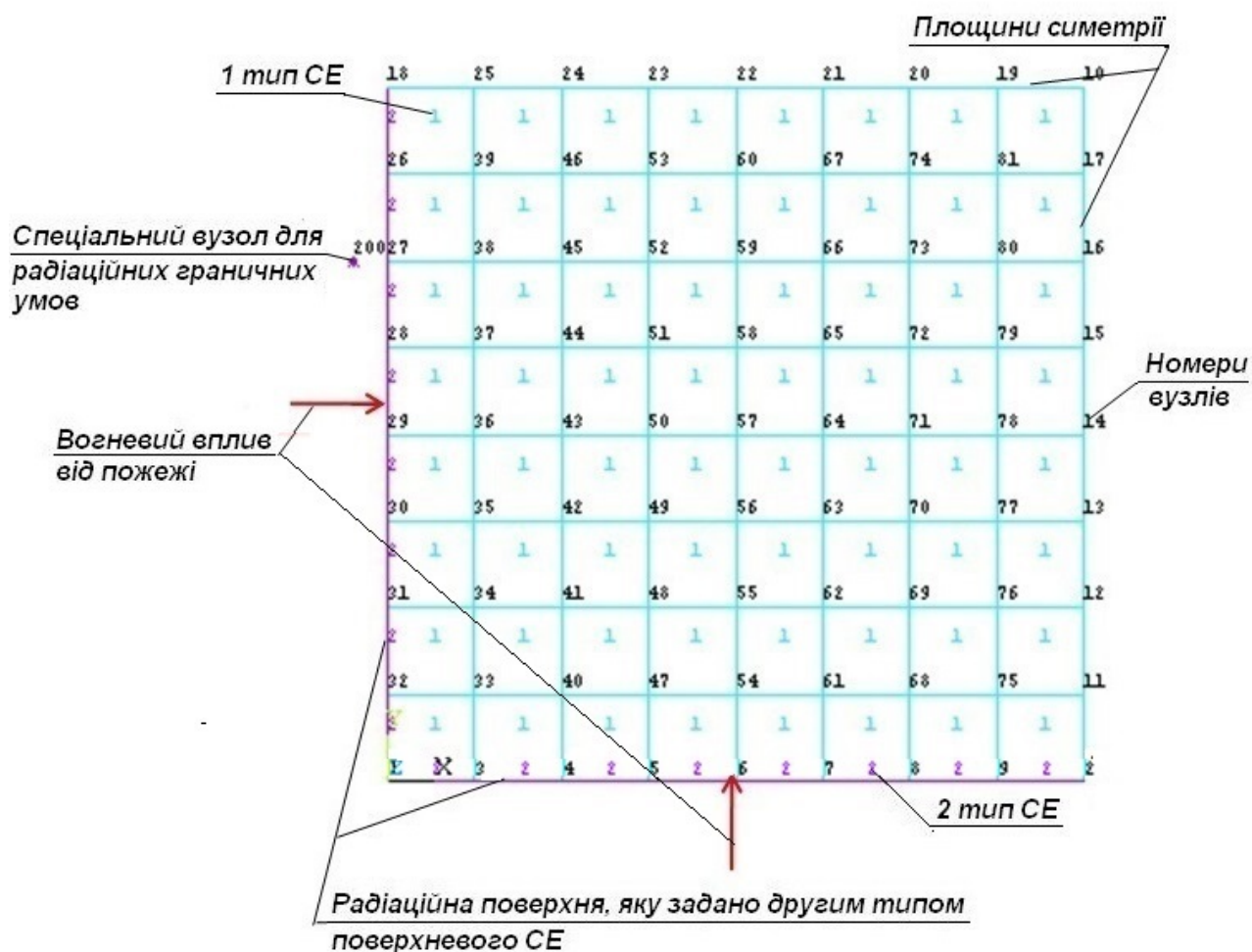


Рис. 4.2. Скінченно-елементна модель колони

При створенні радіаційної поверхні СЕ було створено додаткові вузли, де визначалася температура середовища, з яким здійснюється теплообмін випромінюванням – вузол № 200 на рис. 4.2. На площинах симетрії задано нульовий теплообмін.

Часовий крок процесу нагріву вибрано згідно вимог чинних норм [9, 10]. Точність збіжності результатів розрахунку була стандартною для обчислень ANSYS. Обчислювальний алгоритм вибрано згідно з рекомендаціями [10].

Було виконано розрахунки розподілу температури в колоні для різних етапів нагріву. На рис. 4.3 наведено результати розрахунків для проміжку часу нагрівання 15 хв., 60 хв., 150 хв.

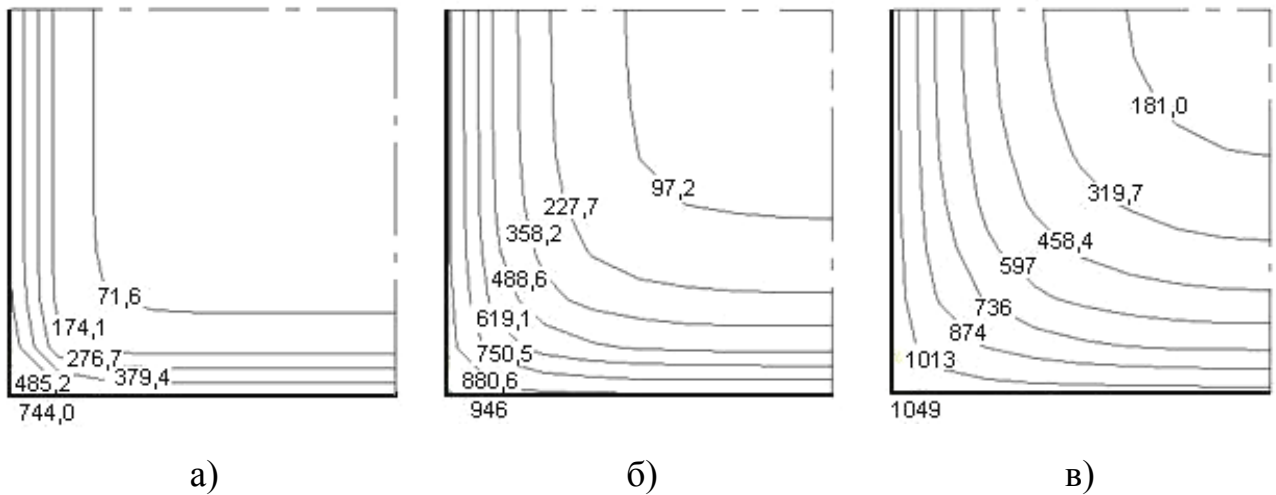


Рис. 4.3. Температурні розподіли (градуси С) для моментів часу 15 хв. (а), 60 хв. (б), 150 хв. (в)

На рис. 4.4 наведено температурні криві прогрівання арматури залізобетонної колони. Порівняння наведених результатів розрахунку з експериментальними даними (рис. 3.12, 3.13, 3.14) свідчить про можливість використання наведеного методу розрахунку залізобетонних колон на вогнестійкість в практичних цілях.

Міцність залізобетонних конструкцій за результатами статичного розрахунку може бути забезпечена, якщо не виконуються [1, 3, 4 та ін.]:

- умова відмови конструкцій

$$F > F_u, \quad (4.15)$$

де F, F_u – величини відповідно зусилля в елементі від нормативних навантажень і найменшої несучої здатності в процесі нагрівання;

- умова досягнення конструкцією граничних станів II групи

$$f > f_u, \quad (4.16)$$

де f, f_u – прогин конструкції відповідно визначений в результаті розрахунку або випробування та граничний, встановлений нормами.

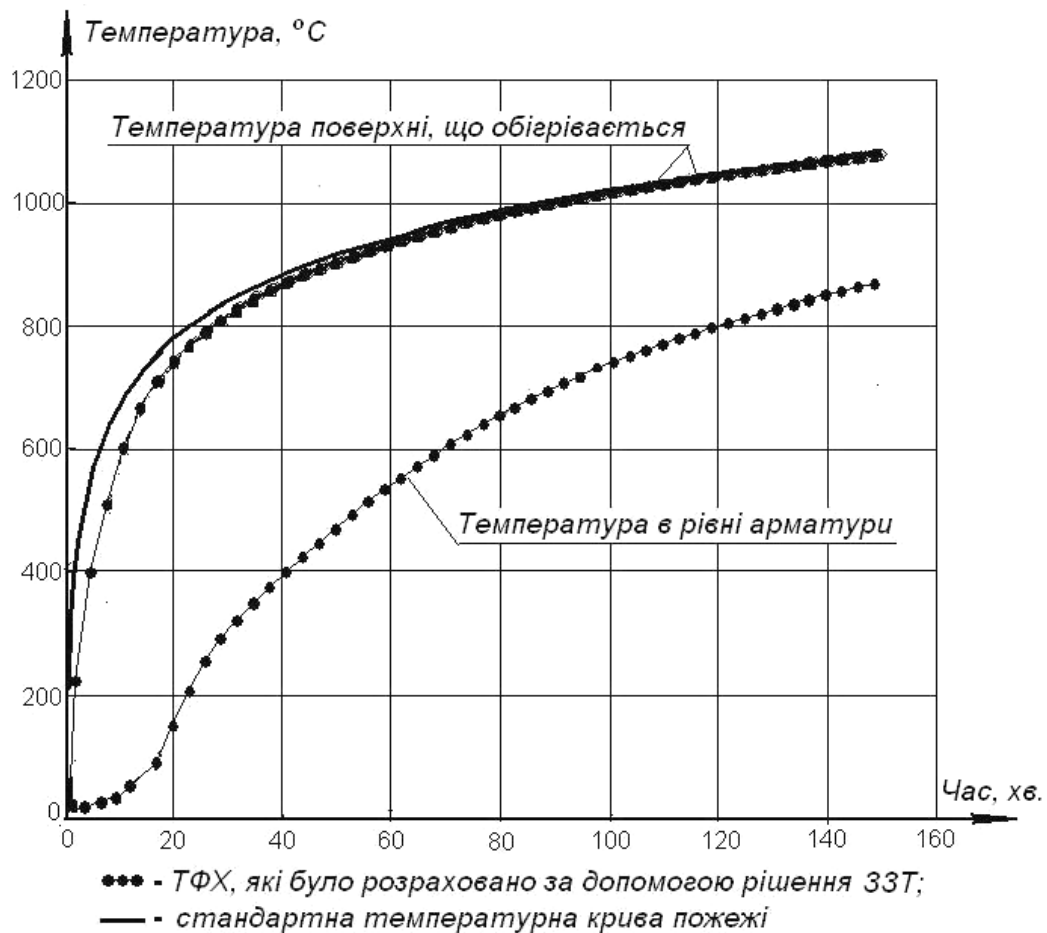


Рис. 4.4. Температурні криві прогрівання арматури колони

Визначення вогнестійкості проводиться шляхом зіставлення контрольованих параметрів, які були отримані в ході проведення випробувань, з відповідними проектними параметрами або визначеними в результаті обстеження. Перехід конструкцій в граничний стан можливий за умов, що зниження характеристик міцності бетону й арматури спричинить зменшення несучої здатності перерізу колони і виконання умови (4.15).

Мінімально допустимі величини контрольованих параметрів встановлюються за результатами розрахунків будівельних конструкцій відомими методами будівельної механіки й опору матеріалів для визначення несучої здатності і порівняння її з максимальним діючим зусиллям:

$$F_{cr}[x_1(\theta), x_2(\theta), \dots, x_m(\theta)] > F ; \quad (4.17)$$

де $F_{cr}[x_1(\theta), x_2(\theta), \dots, x_m(\theta)]$ – функція несучої здатності елементів; θ – температура нагрівання конструкції при випробуваннях на вогнестійкість.

Як параметри $x_1(\theta), x_2(\theta), \dots, x_m(\theta)$ приймаються розміри поперечного перетину та міцність матеріалів як функції температури (в процесі нагрівання). Визначення величини чинного зусилля F для статично визначених конструкцій не представляє ускладнень з принципової точки зору. Для статично невизначених конструкцій величина F знаходиться за результатами розрахунку СЕ моделі.

Перехід нерівності (4.17) в рівняння свідчить про вичерпання несучої здатності конструкції. Після цього вважається, що конструкція має таку вогнестійкість.

Розподіл температури по перерізу колони може бути визначено за вищенаведеною методикою або прийнято за даними раніше виконаних досліджень. На рис. 4.5 наведено схему розподілу температури по перерізу колони розмірами 400x400 мм при різних проміжках часу нагрівання (наведено четверту частину перерізу) [14]. Відповідно до розподілу температури в перетині колони розраховуються коефіцієнти зниження міцності і початкового модуля пружності бетону за формулами (2.7) і (2.8).

Зниження розрахункового опору арматурної сталі можна врахувати шляхом введення коефіцієнтів в залежності від температури нагріву $K_{y,\theta}$ за отриманими експериментальними даними (підрозділ 3.2). Для різних класів арматури встановлено наступні залежності [1]:

- для арматури класу А240С

$$K_{y,\theta}^{240} = 1 - 0,134 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) + 0,0016 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2; \quad (4.18)$$

- для арматури класу А400С

$$K_{y,\theta}^{400} = 0,91 - 0,04 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) - 0,0106 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2; \quad (4.19)$$

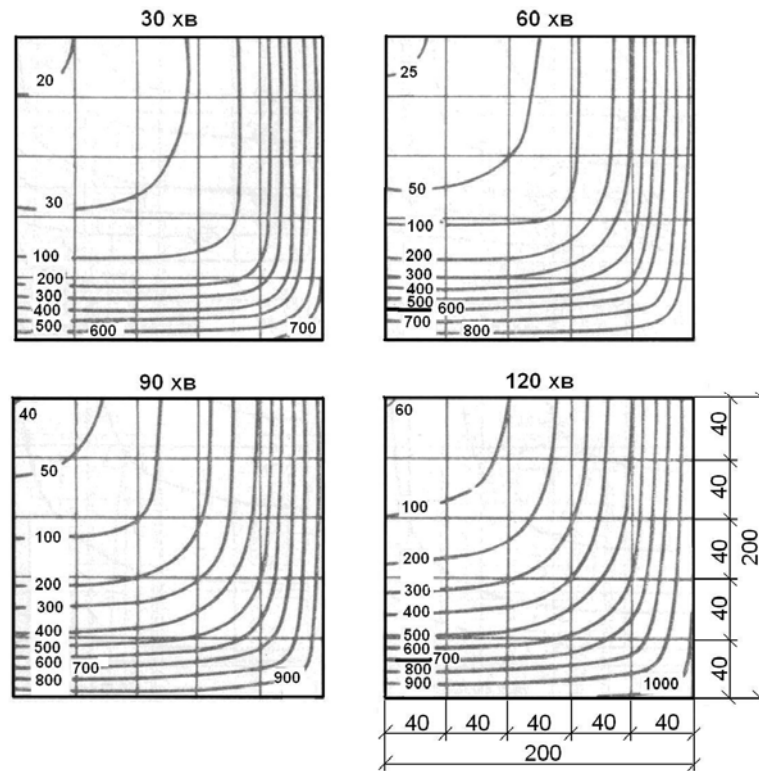


Рис. 4.5. Розподіл температури в перерізі колони при пожежі

- для арматури класу А500С

$$K_{y,\theta}^{A500} = 0,942 - 0,046 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) - 0,0115 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2; \quad (4.20)$$

- для арматури класу А600С

$$K_{y,\theta}^{A600} = 0,951 - 0,025 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) - 0,0131 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2. \quad (4.21)$$

Було також отримано рівняння для визначення усередненого значення коефіцієнта зниження опору. Воно має наступний вигляд [1]:

$$K_{y,\theta} = 1 - 0,06 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right) - 0,01 \cdot \left(\frac{\theta}{100}\right)^2. \quad (4.22)$$

На рис. 4.6, 4.7, 4.8, 4.9 наведено графіки залежностей коефіцієнта зниження опору від температури. На цих рис. криві 1 побудовано за результатами виконаного експерименту (рис. 3.4, 3.5); криві 2 побудовано за формулами (4.18), (4.19), (4.20), (4.21) відповідно для рис. 4.6, 4.7, 4.8, 4.9; криві 3 побудовано за формулою (4.22).

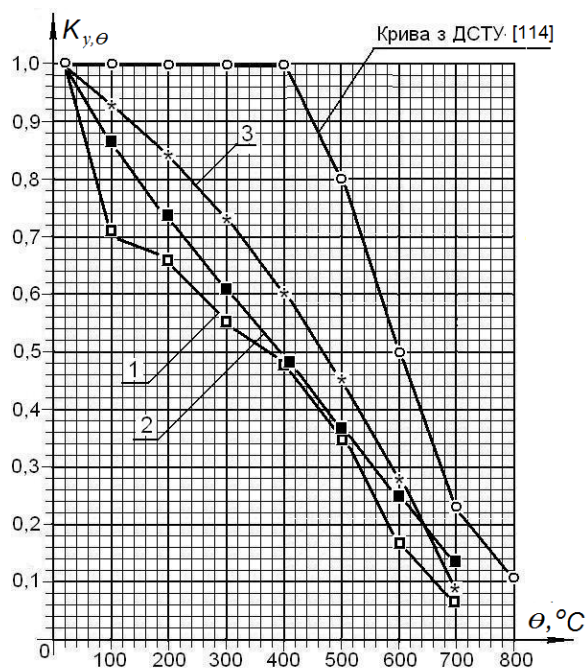


Рис. 4.6. Графіки залежностей для коефіцієнтів зниження опору для арматури класу A240C

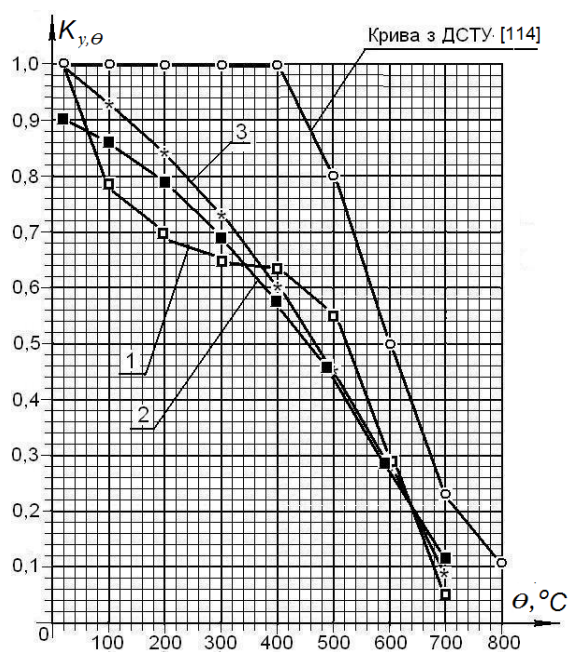


Рис. 4.7. Графіки залежностей для коефіцієнтів зниження опору для арматури класу A400C

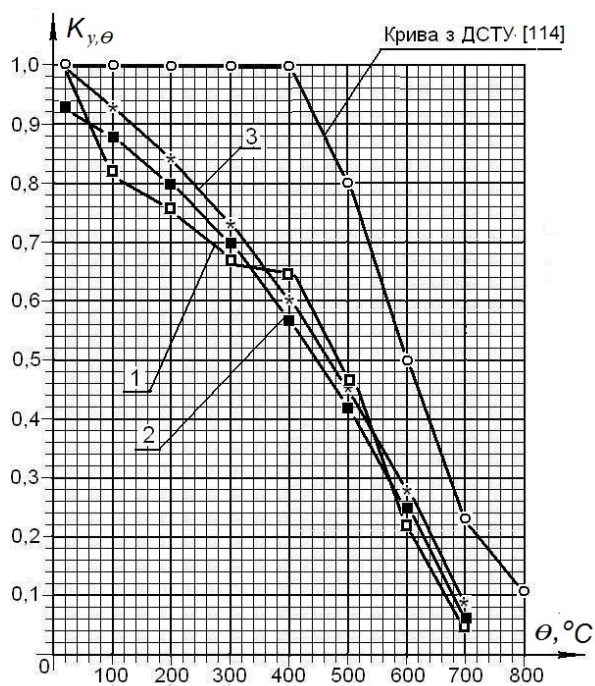


Рис. 4.8. Графіки залежностей для коефіцієнтів зниження опору для арматури класу А500С

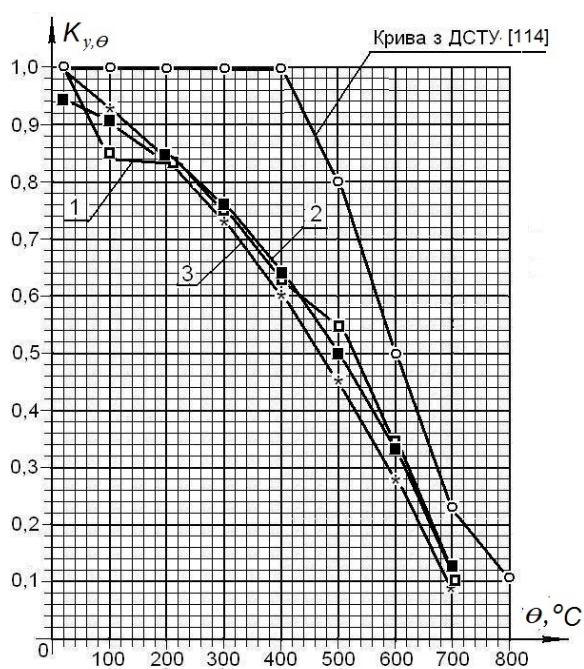


Рис. 4.9 Графіки залежностей для коефіцієнтів зниження опору для арматури класу А600С

Як видно з наведених матеріалів, отримані аналітичні залежності для визначення коефіцієнтів зниження опору задовільно співпадають з відповідними кривими, які було отримано в ході проведення експерименту.

Графік функції (4.22) також задовільно співпадає з кривими, які було побудовано за результатами проведеного експерименту, що дозволяє зробити висновок про можливість використання однієї функції для визначення коефіцієнтів зниження опору $K_{y,\theta}$ для арматурних сталей класів А240С, А400С, А500С, А600С. Розрахунок несучої здатності колон при спільній дії силових і високотемпературних впливів виконується в такій послідовності.

1. За проектними даними або за результатами обстеження визначаються контрольовані параметри і розраховується проектна несуча здатність F_{pr} .

2. Для певного проміжку часу нагрівання конструкцій τ виконується теплотехнічний розрахунок або приймається розподіл температури при нагріванні за довідковими даними. В залежності від температури нагрівання визначаються контрольовані параметри (характеристики міцності та деформативності бетону, арматури). При визначенні контрольованих параметрів необхідно користуватись безпосередньо результатами випробувань або довідковими даними (розділ 2).

3. Визначається несуча здатність конструкції $F_{cr}[x_1(\tau), x_2(\tau), \dots, x_m(\tau)]$ при нагріванні протягом часу τ . За результатами розрахунку встановлюються максимальні зусилля F . Порівнюються:

$$F_{cr} \geq F. \quad (4.23)$$

Якщо нерівність виконується, міцність не вичерпана.

4. Приймається нове значення проміжку часу $\tau = \tau + \Delta\tau$ і виконується розрахунок за пунктами 2, 3. Розрахунок вважається закінченим, якщо нерівність (4.23) не виконується.

Визначення вогнестійкості доцільно виконувати по можливості з меншим кроком $\Delta\tau$.

Як приклад застосування розробленої методики наведено визначення вогнестійкості залізобетонних колон перерізом 600х600 мм, які було випробувано на вогнестійкість (підрозділ 3.3). Розподіл температур в різні проміжки часу розраховано в підрозділі 4.1 і наведено на рис. 4.3.

В таблицях 4.5, 4.6 і 4.7 виконано розрахунок несучої здатності колони при нагріванні протягом 15 хв., 60 хв. і 120 хв. Переріз колон розбито на зони у відповідності з ізотермами на рис. 4.3. В кожній зоні діє середня температура. Зниження міцності бетону враховано за допомогою коефіцієнта α_{tem} , який в залежності від температури розраховано за формулою (2.7). Зниження розрахункового опору арматури враховано за допомогою коефіцієнта $K_{y,\theta}$, який розраховано за формулою (4.22).

Розрахунок міцності виконувався наступним чином. Величину призмової міцності бетону ($2,75 \text{ кН/см}^2$), яку визначено за результатами випробувань призм (таблиця 3.2), було помножено на коефіцієнт α_{tem} , величину якого для кожної зони було визначено в залежності від температури. Аналогічно було враховано зниження міцності для арматури: величину розрахункового опору арматури ($46,3 \text{ кН/см}^2$) було помножено на величину коефіцієнта $K_{y,\theta}$ в залежності від температури.

Несуча здатність колони при кімнатній температурі становить:

$$N_0 = 2,75 \cdot 3600 + 46,3 \cdot 25,13 = 11064 \text{ кН}.$$

Таким чином, при нагріванні несуча здатність зменшувалась: через 15 хв. вона становила $N_{15} = 9338 \text{ кН}$ ($K_u = 0,844$), через 60 хв. нагрівання – $N_{60} = 7626 \text{ кН}$ ($K_u = 0,689$), а через 150 хв. – $N_{150} = 6344 \text{ кН}$ ($K_u = 0,573$). На рис. 4.10 наведено графік залежності величини коефіцієнта K_u , який являє собою відношення несучої здатності колони після заданого часу нагрівання до несучої здатності при кімнатній температурі, від часу нагрівання.

Таблиця 4.5

Визначення вогнестійкості колон розрахунковим методом (нагрів 15 хв.)

№ зони	Бетон, арматура	Площа A_i , см^2	Середня температура в зоні, T_i	Коефіцієнти зниження $\alpha_{tem} (K_s)$	Несуча здатність бетону зони, N_i , кН
1	Бетон	1880	72	0,767	3964
2	Бетон	520	123	0,849	1214
3	Бетон	300	225	0,958	790
4	Бетон	340	327	0,991	926
5	Бетон	400	432	0,947	1042
6	Бетон	160	612	0,687	302
7	Арматура	25,13	80	0,946	1100
Разом					9338

Таблиця 4.6

Визначення вогнестійкості колон розрахунковим методом (нагрів 60 хв.)

№ зони	Бетон, арматура	Площа A_i , см^2	Середня температура в зоні, T_i	Коефіцієнти зниження $\alpha_{tem} (K_s)$	Несуча здатність бетону зони, N_i , кН
1	Бетон	880	97	0,809	12959
2	Бетон	680	163	0,900	1684
3	Бетон	560	293	0,988	1522
4	Бетон	240	423	0,954	630
5	Бетон	320	554	0,796	700
6	Бетон	360	685	0,514	509
7	Бетон	440	815	0,112	136
8	Бетон	120	913	-	-
9	Арматура	25,13	520	0,418	486
Разом					7626

Визначення вогнестійкості колон розрахунковим методом (нагрів 150 хв.)

№ зони	Бетон, арматура	Площа A_i , см ²	Середня температура в зоні, T_i	Коефіцієнти зниження $\alpha_{tem} (K_s)$	Несуча здатність бетону зони, N_i , кН
1	Бетон	560	181	0,920	1417
2	Бетон	640	250	0,973	1712
3	Бетон	560	389	0,974	1501
4	Бетон	440	528	0,837	1013
5	Бетон	360	667	0,560	555
6	Бетон	360	805	0,148	146
7	Бетон	440	944	-	-
8	Бетон	240	1031	-	-
9	Арматура	25,13	850	-	-
Разом					6344

Як видно з цього рис., залежність коефіцієнта зниження несучої здатності являє собою пологу криву (майже лінійну залежність), що дозволяє виконувати розрахунки несучої здатності конструкцій при кімнатній температурі та після нагрівання протягом часу, що відповідає нормованій вогнестійкості конструкцій.

На цьому ж рисунку наведено схему визначення вогнестійкості конструкцій на основі статичного розрахунку. Пряма лінія (K_n) являє собою величину внутрішніх силових чинників. Виконання умови (2.9) дозволяє визначити вогнестійкість колони в залежності від чинних навантажень K_n .

Дослідження бетону колони після випробувань на вогнестійкість дозволили встановити залишкову несучу здатність, тобто врахувати зниження міцності бетону й арматури після вогневих впливів.

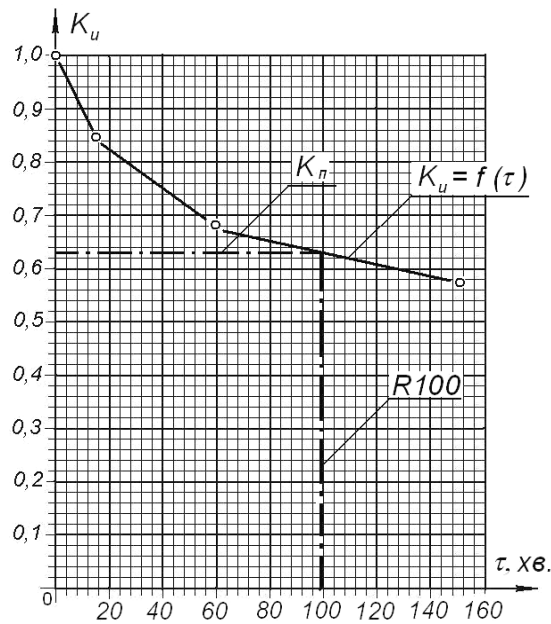


Рис. 4.10. Визначення вогнестійкості на основі статичного розрахунку

Залишкова несуча здатність дорівнює:

$$N_{rez} = 2,37 \cdot 900 + 1,65 \cdot 2700 + 45,4 \cdot 25,13 = 7728 \text{ кН.}$$

Таким чином, залишкова несуча здатність (міцність колони) після високотемпературного впливу становить 7728 кН, що відповідає

$$K_u = N_{rez} / N_0 = 7728 / 11064 = 0,699.$$

За результатами проведених досліджень розроблено практичну методику розрахунку вогнестійкості і залишкової міцності залізобетонних колон після високотемпературного впливу. Розподіл тепла в перерізі колони дозволяє визначити межу (власне вогнестійкість), коли в арматурі температура перевищить 480 °С. Розподіл температури в перерізі колони дозволяє врахувати зміну характеристик міцності та деформативності при подальших розрахунках залишкової несучої здатності колони.

4.2. Практична методика визначення залишкового ресурсу залізобетонних колон

Як вже відмічалось раніше, оцінка технічного стану виконується на основі результатів раніше виконаних і поточних обстежень, перевірочних розрахунків тощо (підрозділи 2.2, 2.3). Перевірочні розрахунки часто виконуються із застосуванням спрощених розрахункових схем без урахування фактичного стану конструкцій і прогнозу деградації властивостей матеріалів. Такий підхід не дозволяє моделювати НДС споруд в динаміці розвитку процесів деградації та не дає можливості прийняти правильне рішення про склад заходів, що забезпечують подальшу надійну та безпечну експлуатацію конструкцій [1, 4].

Конструкції й елементи з самого початку своєї експлуатації впродовж всього життєвого циклу внаслідок старіння та деградації можуть послідовно перебувати в кожному з чотирьох технічних станів. Встановлення того, в якому з вказаних технічних станів перебуває дана конструкція й елемент, є завданням комплексу робіт з оцінки їхніх технічних станів [1, 2, 4].

Елементи конструкції або споруди можуть опинитися в різних станах. В цьому випадку стан конструкції або споруди в цілому приймається по гіршому стану у відповідності до вимог НД [2].

Визначення поточного технічного стану разом з прогнозом його зміни в часі неможливо виконати без аналізу результатів попередніх обстежень.

Загальний моніторинг технічного стану будівель і споруд являє собою систему планових, безперервних або періодичних спостережень і контролю. Ці заходи проводяться за спеціально розробленою програмою для визначення змін у технічному стані будівель та споруд та оцінки їх з метою недопущення граничних значень контрольованих параметрів. Під цим терміном маються на увазі максимальні (мінімальні) значення контрольованих параметрів, які використовуються для настроювання системи моніторингу та призначені для оцінювання змін стану несучих конструкцій об'єкта [4, 5].

Настанова ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 [5] поширюється на будівлі та

споруди для класів відповідальності за можливими наслідками СС2, СС3 згідно з ДБН В.1.2-14:2018 [91]. Настанова встановлює загальні вимоги до проведення моніторингу технічного стану конструктивних елементів, будівель та інженерних споруд і встановлює порядок визначення контрольованих параметрів різних видів моніторингу технічного стану будівельних конструкцій, будівель та споруд на різних етапах їхнього життєвого циклу: проектування, будівництва, експлуатації, консервування, розконсервації, ліквідації [4].

Настанова ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 [5] не замінює обов'язковості виконання учасниками будівельного процесу вимог щодо забезпечення якості виконання будівельних робіт, надійності та безпеки будівель та споруд, які передбачені проектною документацією. Основою організації моніторингу із забезпечення експлуатаційної безпеки будівель та споруд є спостереження за змінами показників параметрів стану та оцінювання визначених змін [4, 5].

В загальному вигляді моніторинг будівельних об'єктів являє собою систему спостережень за контрольованими параметрами технічного стану, отримання і передачу інформації службам, які відповідають за безпеку об'єктів. Моніторинг являє собою самостійний елемент науково-технічного супроводу об'єктів в процесі їхнього будівництва й експлуатації, що забезпечує надійність будівельних об'єктів та дозволяє прогнозувати їхню довговічність [4, 5].

Показниками моніторингу є величини статичних і динамічних характеристик конструкцій об'єкта, а сам моніторинг здійснюється за спеціально розробленими програмами [5]. В терміновому відношенні він є постійно діючим або періодичним, що виконується відповідно до вимог чинних НД за наступних обставин [1, 4]:

- закінченні терміну експлуатації об'єкта, який встановлено ПД і НД;
- виявленні значних пошкоджень об'єкта, які можуть впливати на несучу здатність конструкцій;
- оцінці можливості подальшої експлуатації об'єкта після техногенних і особливих впливів (агресивного середовища, високих температур тощо);

- зміні призначення споруди;
- за вимогою органів державного будівельного контролю.

Особливо важливим є об'єктивність і оперативність моніторингу, можливість оцінювати за його допомогою поточний технічний стан об'єктів і прогнозувати їхню довговічність. При проведенні моніторингу необхідно виключати можливість переходу об'єктів в аварійний стан [1, 4].

Важливими в практичному відношенні можна вважати економічність моніторингу, потрібний рівень професіоналізму обслуговуючого персоналу, доступність отримання інформації користувачами тощо [1, 4].

Нормальним або задовільним технічний стан конструкцій за відсутності дефектів може вважатися за наступних умов [1, 4]:

- не виконанні умов досягнення конструкцією граничних станів першої групи (відмова конструкцій)

$$F > F_u, \quad (4.24)$$

де F , F_u – величини відповідно найбільш можливого зусилля в елементі та найменшої величини несучої здатності;

- не виконанні умов досягнення конструкцією граничних станів другої групи

$$f > f_u, \quad (4.25)$$

де f , f_u – переміщення конструкції (прогин, кут повороту, крен тощо), які визначено відповідно в результаті розрахунку або обстеження та граничне, яке визначено згідно вимог чинного НД [118].

Як параметри граничних станів другої групи, досягнення яких розглядається як відмова-перешкода, розглядаються надмірне або тривале розкриття тріщин в залізобетонних конструкціях, а також досягнення граничних величин прогинів [1, 4].

Функції визначення несучої здатності приймаються згідно вимог чинних НД. Допускається застосовувати прямі обмеження наступного типу на зміну визначальних параметрів технічного стану [1, 4]:

$$\delta_{\min} \leq \delta, \quad (4.26)$$

$$R_{\min} \leq R, \quad (4.27)$$

де δ_{\min} – мінімально допустима величина параметра перерізу залізобетонного елемента (висота, ширина, площа арматури тощо); δ – фактична величина параметра перерізу, яку отримано за результатами обстеження; R_{\min} – мінімально допустимий розрахунковий опір матеріалу (бетону, арматури); R – фактичний розрахунковий опір матеріалу, який отримано за результатами інструментальних обстежень.

Мінімально допустимі величини контрольованих параметрів у формулах (4.26) і (4.27) встановлюють за результатами розрахунків конструкцій відомими методами будівельної механіки для визначення несучої здатності та порівняння її з максимальним діючим зусиллям:

$$F_{cr}[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)] > F, \quad (4.28)$$

де $F_{cr}[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)]$ – функція несучої здатності; F – визначається за результатами розрахунків.

Як параметри функції несучої здатності $x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)$ приймаються розміри поперечного перерізу, міцність матеріалів, в т. ч. і як функції часу, деформації ґрунтової основи тощо. Отримання величини діючого зусилля F для статично визначених конструкцій не являє ускладнень з принципової точки зору. Для статично невизначених конструкцій величина F отримується, як правило, за результатами моделювання НДС із залученням сучасних ПК МСЕ.

Перехід нерівності (4.28) в рівняння свідчить про вичерпання несучої здатності (міцності) конструкції.

Розрахунок залишкового ресурсу виконується в такій послідовності [1, 4].

1. Виконується обстеження конструкцій і встановлюються контрольовані параметри: розміри поперечного перерізу, характеристики міцності матеріалів, уточнюються величина та характер навантажень і впливів.

2. Визначають несучу здатність конструкції за даними проведених обстежень $F_{cr}[x_1(t), x_2(t), \dots, x_m(t)]$. За результатами розрахунків визначають максимальні зусилля F . Порівнюють:

$$F_{cr} \geq F. \quad (4.29)$$

Виконання цієї нерівності свідчить про те, що несуча здатність конструкції не вичерпана.

3. Визначають залишковий ресурс t_R :

$$t_R = \Delta t \cdot \frac{F_{cr} - F}{F_{pr} - F_{cr}}; \quad (4.30)$$

$$\Delta t = t_1 - t_0, \quad (4.31)$$

де t_0 – дата початку експлуатації конструкції, рік; t_1 – дата виконання обстеження та встановлення змін контрольованих параметрів, рік; F_{pr} – міцність елемента, яку визначено за проєктними даними.

Визначення залишкового ресурсу доцільно виконувати по можливості на більшій базі (4.31). Точніше рішення щодо величини ресурсу може бути отримане за умови наявності результатів регулярних спостережень і визначень контрольованих параметрів і технічного стану.

Якщо нерівність (4.29) не виконується, елемент знаходиться в стані, не придатному для експлуатації, або аварійному.

4.3. Результати розрахунків конструкцій будівлі бізнес-центру за адресою пр.

Богдана Хмельницького, 102 в місті Донецьку

Проєкт будівлі бізнес-центру за адресою пр. Богдана Хмельницького, 102 в місті Донецьку розроблено для місцевих умов. Будівлю призначено для розміщення приміщень адміністративного, інженерно-технічного, торговельного призначення, а також проведення видовищних заходів і зберігання легкових автомобілів [121]. Головний фасад будівлі (проєкт) наведено на рис. 4.11.

Розрахунки конструкцій будівлі було виконано у відповідності з вимогами чинних на той час нормативних документів України.

При розробці проєкту враховувалося, що будівлю розташовано на території із уже сформованою інфраструктурою. Територія підроблюється і належить до групи підроблювальних територій IV:

- осідання – $\eta=2773$ мм;
- нахили – $i=4,4$ мм/м;
- горизонтальна деформація – $\varepsilon= 2,7$ мм/м;
- горизонтальне зсування – $\xi=858$ мм/м;
- радіус кривизни – $R= 20,9$ км.



Рис. 4.11. Головний фасад будівлі (проєкт) [122]

В гірничо–геологічному обґрунтуванні на будівельний майданчик відсутні гірничі заходи захисту, які б передбачали порядок і способи ведення гірничих робіт з метою зниження деформацій земної поверхні.

На підставі проведеного аналізу інженерно-геологічних умов території зроблено висновки.

1. Геологічна будова території нижче позначки мінус 7,200 м характеризується різкою нерівномірністю. Несучі прошарки ІГЕ-4 частково виклинюються прошарками ІГЕ-5 і підстилаються ІГЕ-6, які являють собою скельові пісковики. Глибина розташування ІГЕ-6 від поверхні землі 8...12 м.

2. Територія належить до 4 категорії (непридатна для забудови без інженерних заходів) внаслідок можливого техногенного затоплення і підтоплення.

Будівля складається з чотирьох об'ємів (секцій). Перша, друга і третя секції являють собою багатоповерхові споруди, які мають, відповідно, 14, 17 і 14 поверхів, а також підвальний і цокольний поверхи (паркінги). Ці споруди розташовуються один біля одного і головним фасадом виходять на проспект Богдана Хмельницького. З дворової частини до цих об'ємів примикає четвертий об'єм, який має три основні, а також підвальний, цокольний і технічний поверхи. Між собою ці об'єми розділяються деформаційними швами, які утворюються за рахунок устрою парних колон і стін. Парні стіни в границях деформаційних блоків виконують функції протипожежних стін і діафрагм жорсткості [122].

Як несучі елементи висотної частини (першого, другого і третього об'ємів) використано монолітні просторові залізобетонні каркаси. Каркаси складаються з колон перерізом, як правило, 600×600 мм і 600×400 мм (в паркінгах – 800×800 мм), або таврового перерізу, які в рівні перекриттів в поздовжньому напрямку жорстко з'єднуються з монолітними залізобетонними балками перерізом 400×300 (b×h) мм (без врахування товщини плити) і створюють плоскі каркаси. В поперечному напрямку плоскі залізобетонні каркаси об'єднано в просторові монолітною залізобетонною балочною плитою товщиною 200 мм і по контуру зовнішніх стін – монолітними залізобетонними балками. Додаткову жорсткість каркасу забезпечують парні цегляні (залізобетонні) стіни на границях деформаційних блоків, а також залізобетонні

стіни сходових кліток першого і третього об'ємів, стіни сходово-ліфтових кліток другого об'єму.

За результатами розрахунку конструкцій були визначені зусилля в колонах паркінгу, а також підібрано армування і клас бетону конструкцій, який забезпечував необхідну міцність.

Для визначення вогнестійкості колони паркінгу центральної секції переріз було розбито на квадрати зі стороною 5 см. В центрі кожного квадрата визначено температуру і розрахунковий опір бетону в залежності від температури. Залежність розрахункового опору бетону від температури визначено за формулою (2.7). Температуру визначено і в арматурі. Після визначення розрахункових опорів в залежності від температури визначено несучу здатність при прогріванні упродовж певного проміжку часу τ . Результати розрахунків наведено на рис. 4.12.

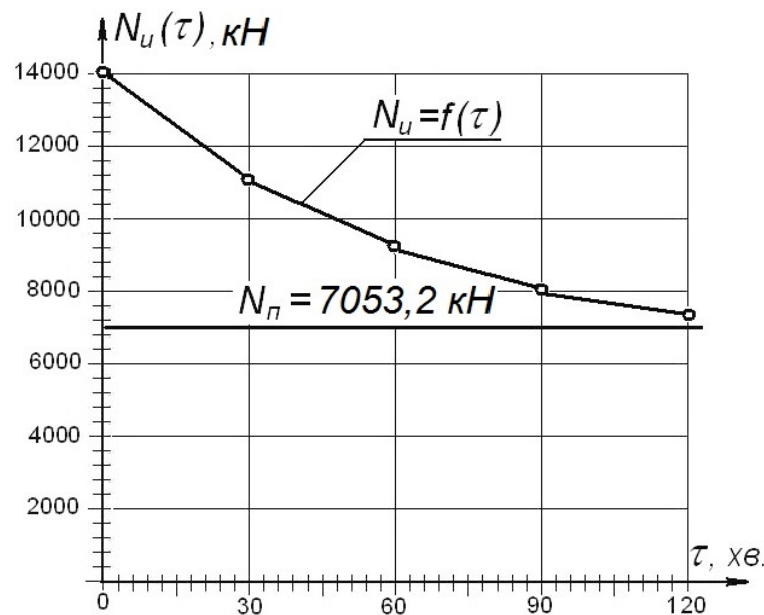


Рис. 4.12. Результати визначення вогнестійкості колони

Як видно з цього рисунка, несуча здатність колони після 120 хв. її прогрівання з чотирьох сторін становить 7406,5 кН, що перевищує максимальну величину чинного зусилля, яке дорівнює 7053,2 кН (характеристичне значення).

На основі виконаних розрахунків зроблено висновок, що вогнестійкість колони становить не менш як 120 хв., тобто відповідає R120.

4.4. Висновки по розділу 4

Отримані в цьому розділі результати можна сформулювати таким чином.

1. Розроблено методику визначення вогнестійкості і несучої здатності залізобетонних колон та інших конструкцій, які працюють на стиск. Такий розрахунок дозволяє на основі отриманих раніше даних визначити розподіл температури по перерізу при нагріві і несучу здатність з урахуванням зменшення характеристик міцності та деформативності бетону й арматури. Наведено залежності, які дозволяють на основі отриманих експериментальних даних отримати залежності для коефіцієнта $K_{y,\theta}$, які характеризують зміну опору сталі від температури. Експериментально підтверджено можливість практичного застосування розробленої методики розрахунку вогнестійкості. Розроблена методика дозволяє на основі проектних або отриманих в результаті обстеження даних і контрольованих параметрів визначити вогнестійкість конструкцій розрахунковим методом.

При наявності нерівномірних осідань основи, а також при високотемпературних впливах, доцільним буде виконання моделювання, з використанням сучасних ПК МСЕ, встановленого за результатами проведеного обстеження НДС конструкцій і будівлі в цілому.

2. Розроблено методику визначення залишкового ресурсу конструкцій після різних впливів. Залишковий ресурс визначається за результатами регулярних обстежень або постійного моніторингу. Розрахунки залишкового ресурсу дозволяють враховувати зміни технічного стану в часі і уникнути настання аварійного технічного стану конструкцій.

3. Методику використано при розрахунках залізобетонних колон реального об'єкта при силових і високотемпературних впливах.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В результаті виконання комплексу досліджень отримано такі результати.

1. В результаті узагальнення досліджень в області визначення НДС і несучої здатності залізобетонних колон та інших конструкцій, які працюють на позацентровий стиск при силових і високотемпературних впливах встановлено, що існуючі методи обстеження, розрахунку, оцінки напружено-деформованого і технічного стану при силових і високотемпературних впливах не дозволяють повною мірою визначити залишкову несучу здатність експлуатованих конструкцій, які потерпіли від впливу високих температур при пожежі, що ускладнює прийняття рішення про можливість подальшої експлуатації або регулювання технічного стану шляхом ремонту, посилення або заміни.

2. Для конструкцій колон будівель із залізобетонним каркасом запропоновано наступні визначальні параметри НДС і технічного стану при силових і високотемпературних впливах: геометричні розміри, прогини, переміщення, зсуви, характеристики бетону і арматури, наявність і характер дефектів та пошкоджень, стан вузлів з'єднань. Критерії визначальних параметрів встановлюються на основі аналізу проектної і нормативної літератури.

Розроблені пропозиції було використано при визначенні попереднього технічного стану конструкцій будівлі цеху ПАТ «Текстемп» за адресою вул. Колекторна, 30 в м. Києві після пожежі. Було встановлено, що конструкції покриття у відділенні, де була пожежа, частково обвалені, а залишені конструкції (одна ферма і 8 плит покриття) знаходяться в аварійному стані (в елементах ферм і плитах покриття в наявності тріщини, руйнування зовнішніх шарів бетону, руйнування бетону полиць плит з оголенням арматури, прогини ребер плит становлять до 100 мм, а ферми - приблизно 200 мм), колони в цьому відділенні, внаслідок облицювання цегляною кладкою, не

отримали пошкоджень і знаходяться в задовільному стані (результати розрахунків колон були виконані іншою проектною організацією при підготуванні проекту посилення конструкцій).

3. Отримано аналітичні залежності для арматури класів A240C, A400C, A500C, A600C, які враховують зміну характеристик міцності при нагріві. Застосування отриманих залежностей дозволяє розраховувати несучу здатність конструкцій спрощеним методом. Встановлено аналітичні залежності для коефіцієнта зниження опору арматурної сталі від температури, а також отримано рівняння для визначення усередненого значення коефіцієнта зниження опору. Було встановлено, що при зміні температури від 20°C до 200...300°C межа міцності арматурної сталі збільшується приблизно на 20%, а потім (після нагрівання більш як на 300°C) починає інтенсивно знижуватись. При температурі 700°C межа міцності дорівнює приблизно 10% від межі міцності при 20°C.

4. Удосконалено методику експериментальних досліджень залізобетонних колон на вогнестійкість в частині визначення характеристик міцності бетону і арматури після випробувань. Проведено експериментальні дослідження залізобетонних колон на вогнестійкість з подальшим розрізанням колон, вилученням бетону у вигляді кубів після розрізання і визначенням характеристик міцності та деформативності бетону і арматури, що дозволило отримати дані про зміну характеристик міцності бетону по перерізу і арматури.

Встановлено можливість використання характеристик міцності арматури після вогневого впливу, які рекомендовано чинними нормативними документами, для розрахунків несучої здатності конструкцій після пожежі за умов нагрівання до температур, які не перевищують 500 °C.

Міцність бетону зразків-кубів, які було вилучено із зовнішніх шарів колони після випробувань, суттєво зменшилась (майже в 1,5 рази), а в кутових зонах бетон було зруйновано. Міцність бетону центрального ядра зменшилась приблизно в 1,16 рази.

5. Удосконалено комп'ютерну модель визначення несучої здатності конструкцій МСЕ при силових і високотемпературних впливах з урахуванням особливостей розподілу температури по перерізу колон і зміни характеристик міцності матеріалів по перерізу. Встановлено залишкову несучу здатність залізобетонних колон, які було досліджено на вогнестійкість, яка дорівнює 7728 кН (коефіцієнт зниження несучої здатності становить 0,699).

В якості прикладу виконано розрахунки залізобетонних колон будівельного об'єкту на вогнестійкість і несучу здатність. Встановлено, що несуча здатність колони після 120 хв. її прогрівання становить 7406,5 кН, що перевищує максимальну величину чинного зусилля, яке дорівнює 7053,2 кН. Тобто межа вогнестійкості колони становить не менш як 120 хв. (R120), а вогнестійкість колон забезпечується без додаткових заходів захисту.

6. Результати досліджень використано на ряді житлових і промислових об'єктів при вирішенні практичних задач: при проведенні обстеження і визначення технічного стану конструкцій будівлі цеху ПАТ «Текстемп» за адресою вул. Колекторна, 30 в м. Києві після пожежі; при розрахунках на вогнестійкість та несучу здатність конструкцій колон будівлі бізнес-центру за адресою пр. Богдана Хмельницького, 102 в місті Донецьку.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Голоднов А. И., Гордиук Н. П., Ткачук И. А., Семиног Н. Н. Определение остаточного ресурса изгибаемых элементов послеразличных воздействий. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. – Харків: УкрДУЗТ, 2015. – Вип. 151. – С. 94-102.
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Введений 2017-01-01]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 45 с.
3. Gordiuk M. P, Semynoh M. M., Holodnov O. I., Tkachuk I. A. Determination of the technical state of buildings and constructions after force and temperature influences. *Technology audit and production reserves*. 2019. № 4/1(48). P. 4-10.
4. Gordiuk M. P., Semynoh M. M., Holodnov O. I., Tkachuk I. A., Ivanov V. V. Remaining resource of constructions of building and building is after different influences. *Technology audit and production reserves*. 2019. № 5/1(49). P. 4-9.
5. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. [Введений 2017-01-01]. Вид. офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 38 с.
6. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Введені 2017-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 35 с.
7. ДБН В.1.2-7-2008. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. [Введений 2008-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2008. 35 с.
8. ДСТУ-Н Б В.2.6-196:2014. Настанова з проектування залізобетонних балок. Розрахунок на вогнестійкість. [Введений 2015-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2015. 42 с.
9. ДСТУ-Н Б В.2.6-197:2014. Настанова з проектування залізобетонних колон. Розрахунок на вогнестійкість. [Введений 2015-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2015. 35 с.

10. Розрахунок залізобетонних конструкцій на вогнестійкість відповідно до Єврокоду 2: Практичний посібник. Київ: Мінрегіон України, 2016. 83 с.
11. ДБН В. 2.6-98:2009. Державні будівельні норми України. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Введені 2011-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
12. ДБН В.2.3–14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. [Введені 2007-02-01.]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2007. 359 с.
13. Вплив локальних термічних дій на міцність і стійкість елементів металевих будівельних конструкцій: Звіт про НДР (заключ.). № ДР 0109U008624. – Алчевськ: ДонДТУ, 2011. 252 с.
14. Прогнозування технічного стану будівельних конструкцій при дії силових, деформаційних та високотемпературних впливів: Звіт про НДР (заключ.). № ДР 0113U004019. Черкаси: АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2014. 181 с.
15. Мосалков И. Л., Плюснина Г. Ф., Фролов А. Ю. *Огнестойкость строительных конструкций*. Москва: Спецтехника, 2001. 484 с.
16. Джонс Р. Неразрушающие методы испытаний бетонов. Москва: Стройиздат, 1974. 292 с.
17. Зубков В. А. Определение прочности бетона: учебное пособие. Москва: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 1998. 125 с.
18. Клименко Є. В. Технічний стан будівель та споруд. Одеса: ОДАБА, 2010. 284 с.
19. ДСТУ Б В.2.7-223:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Метод визначення міцності за зразками, відібраними з конструкцій. [Введений 2009-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 38 с.
20. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. [Введений 2009-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 27 с.

21. ДСТУ Б В.2.7-220:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю. [Введений 2009-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 24 с.

22. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. [Введений 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 33 с.

23. Голоднов А. И. Регулирование остаточных напряжений в сварных двутавровых колоннах и балках. Київ: «Сталь», 2008. 150 с.

24. Беленя Е. И. Исследование действительной работы стальных каркасов производственных зданий – исходная база при реконструкции промзданий. *Промышленное строительство*. 1982. №2. С. 12–14.

25. Беленя Е. И., Валь В. Н., Уваров Б. Ю. Полнее использовать резервы прочности конструкций реконструируемых производственных зданий с металлическим каркасом. *Промышленное строительство*. 1986. №5. С. 2–4.

26. Балдин В. А., Гольденблат И. И., Коченов В. М. Расчет строительных инструкций по предельным состояниям. Москва: Стройиздат, 1951. 271 с.

27. Мельников Н. П., Зелетров В. Н. Выбор сталей для строительных металлических конструкций. Москва: Стройиздат, 1976. 136 с.

28. Стрелецкий Н. С. Работа стали в строительных конструкциях. Москва: ГИПСА, 1956. 216 с.

29. Соколовский П. И. Малоуглеродистые и низколегированные стали. Москва: Металлургия, 1966. 216 с.

30. Кураев В. В. Металловедение для строителей. – Москва: Госстройиздат, 1952. 102 с.

31. Урицкий М. Р. Статистическая оценка величины предела текучести листовой малоуглеродистой стали Ст3: *Труды института ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко*. – Москва: Стройиздат, 1975. Вып. 47. С. 122–123.

32. Гладштейн А. И. Эволюция качества стали для строительных металлоконструкций. *Промышленное строительство*. 1982. №2. С. 15–18.

33. Винклер О. Н., Демыгин Н. Е., Шишочкина К. В. Механические свойства и сопротивляемость хрупкому разрушению кислородно-конвертерной стали марки Ст3, различной степени раскисленности. *Промышленное строительство*. 1973. №8. С 28–32.

34. Балдин В. А., Кобрин М. М., Одесский П. Д., Соколовский П. И. Анизотропия механических свойств толстолистовой малоуглеродистой стали. *Промышленное строительство*. 1966. №4. С. 35–37.

35. Балдин В. А., Одесский П. Д., Ратов В. А. Свойства листового проката из строительных сталей по толщине листов. *Промышленное строительство*. 1975. №1. С. 33–35.

36. Руководство по эксплуатации строительных конструкций производственных зданий промышленных предприятий. Москва: ЦНИИПРОМ-ЗДАНИЙ, 1995. 99 с.

37. СНиП 2.03.01–84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Москва: ГП ЦПП, 1996. 76 с.

38. ДСТУ Б В.2.6–10–96. Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантажуванням. [Введений 1996-01-01]. Вид. офіц. Київ: Держстан-дарт України, 1996. 19 с.

39. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II–23–81*). Москва: Стройиздат, 1989. 159 с.

40. СНиП II–23–81*. Стальные конструкции. Москва: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. 96 с.

41. ГОСТ 1497–84* (ИСО 6892–84, СТ СЭВ 471–88). Металлы. Методы испытания на растяжение. Москва: ИПК Изд-во стандартов, 1986. 36 с.

42. ГОСТ 7564–97. Прокат. Общие правила отбора проб, заготовок и образцов для механических и технологических испытаний. Москва: Изд-во стандартов, 1999. 15 с.

43. ГОСТ 7565–81 (ИСО 377.2-89). Чугун, сталь и сплавы. Метод отбора проб для химического состава. Москва: Изд-во стандартов, 1982. 13 с.

44. ГОСТ 9651–84* (ИСО 783-89). Металлы. Методы испытаний на растяжение при повышенных температурах. Москва: Изд-во стандартов, 1986. 6 с.

45. ГОСТ 12004-81*. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. Москва: Изд-во стандартов, 1986. 11 с.

46. Захист від корозії і моніторинг залишкового ресурсу промислових будівель, споруд та інженерних мереж / Матеріали науково-практичної конференції (м.м. Донецьк–Макіївка, 9–12 червня 2003 р.). Донецьк–Макіївка: УАМК, 2003. 472 с.

47. Егоров Е. А. Исследования и методы расчетной оценки прочности, устойчивости и остаточного ресурса стальных резервуаров, находящихся в эксплуатации. Днепропетровськ: Навчальна книга, 2002. 95 с.

48. Должанский П. Р. Контроль надежности металла объектов котлонадзора: справочное пособие. Москва: Недра, 1985. 263 с.

49. ГОСТ 9012–59* (ИСО 410–82, ИСО 6506-81). Металлы. Метод измерения твердости по Бринеллю. Москва: Стандартиформ, 2008. 31 с.

50. ГОСТ 9013–59 (ИСО 6508-86). Металлы. Метод измерения твердости по Роквеллу. Москва: ИПК Изд-во стандартов, 2001. 6 с.

51. ГОСТ 2999–75 (СТ СЭВ 470-77). Металлы и сплавы. Метод измерения твердости по Виккерсу. Москва: Изд-во стандартов, 2001. 25 с.

52. Борисов В. Г., Бугай Н. В., Измайлов Ф. И. Контроль металла в энергетике. Київ: Техніка, 1980. 134 с.

53. Пособие по контролю состояния строительных конструкций зданий и сооружений в агрессивных средах, проведению обследований и проектированию и восстановлению защиты конструкций от коррозии (к СНиП 2.03.11-85): ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова. Москва: Стройиздат, 1989. 51 с.

54. Золотаревский В. С. Механические свойства металлов: учебник для вузов. Москва: Металлургия, 1983. 352 с.

55. Лащенко М. Н. Повышение надежности металлических конструкций зданий и сооружений при реконструкции. Ленинград: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1986. 136 с.
56. Бернштейн М. Л., Займовский В. А. Механические свойства металлов. Москва: Металлургия, 1979. 260 с.
57. ГОСТ 18835–73. Металлы. Метод измерения пластической твердости. Москва: Изд-во стандартов, 1974. 8 с.
58. Крутасова Е. И. Надежность металла энергетического оборудования. Москва: Энергоиздат, 1981. 214 с.
59. Голоднов О. І., Отрош Ю. А., Ткачук І. А., Семиног М. М. Визначення характеристик міцності бетону й арматури при проведенні досліджень вогнестійкості залізобетонних колон. *Пожежна безпека: теорія і практика: Збірник наукових праць*. – Черкаси: АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2011. С. 37-43.
60. Вайнберг Д. В., Городецкий А. С., Киричевский В. В., Сахаров А. С. Метод конечных элементов в механике деформируемых тел. Киев: Прикладная механика, 1972. Т. 8, вып. 8, 3-28.
61. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. Киев: Издательство «Факт», 2005. 344 с.
62. Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. Киев: НДІБК, 2008. 480 с.
63. Тихонов А. Н., Арсенин В. Я. Методы решения некорректных задач. Москва: Наука, 1974. 224 с.
64. Эйкхофф П. Основы идентификации систем управления. Москва: Мир, 1975. 683 с.
65. Дыховичный А. А., Вишневецкий А. И. Экспериментальные исследования упругих систем и математическое моделирование. *Сопротивление материалов и теория сооружений: сборник научных трудов*. – Киев: Будівельник, 1980. Вып. 36. С. 107-110.
66. Duhovichnuj A. Matematikal Modellezes a szerkezet-kutatasban. *Epitest Kutatas Feilesztes*. 1982. № 4. С. 209-211.

67. Городецкий А. С., Евзеров И. Д., Стрелец-Стрелецкий Е. Б. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Киев: Факт, 1997. 138 с.

68. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций ЛИРА версия 9.0 : руководство пользователя. Кн. 1 : Основные теоретические и расчетные положения. Некоторые рекомендации [под. ред. А. С. Городецкого]. Киев: НИИАСС, 2002. 148 с.

69. ПК ЛИРА, версия 9. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций: справочно-теоретическое пособие. [под. ред. А. С. Городецкого]. Киев-Москва: «Факт», 2003. 464 с.

70. Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Перельмутер А. В. SCAD для пользователя. Киев: ВПП «Компас», 2000. 328 с.

71. Карпиловский В. С., Криксунов Э. З., Перельмутер А. В. SCAD Office: реализация СНиП в проектирующих программах. Киев: ВПП «Компас», 2001. 240 с.

72. Тетиор А. Н. Строительная экология. Киев: Будівельник, 1992. 160 с.

73. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Москва: Изд-во АСВ, 2011. 736 с.

74. Егупов В. К., Егупов К. В. Влияние конструктивных особенностей зданий и неравномерности поля колебаний грунта на формирование сейсмических нагрузок. *Сейсмостойкое строительство: сборник научных трудов*. Москва: ВНИИНТПИ, 1997. Вып. 6. С. 20–28.

75. Семиног М. М., Голоднов, О. І. Моделювання напружено-деформованого стану для обґрунтування можливості продовження терміну експлуатації будівельних конструкцій, будівель та споруд. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2009. Вип.4. С. 243–249.

76. Голоднов А. И., Риблов В. В., В., Слюсар Ю. Н., Отрош Ю. А., Ткачук И. А., Семиног Н. Н. Особенности расчета остаточного ресурса изгибаемых элементов после термических воздействий. *Збірник наукових праць*

Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. – Київ: «Сталь», 2014. Вип. 13. С. 104-115.

77. Голоднов О. І., Антошина Т. В., Отрош Ю. А. Про необхідність розрахунку будівель зі сталевим каркасом на температурні впливи. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського.* – Київ: «Сталь», 2017. Вип. 20. С. 65–84.

78. Abdel-Fttah A., Said M., Salah A. Nonlinear finite element analysis for reinforced concrete slabs under punching loads. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, vol. 7(2016)3, pp.392 – 397.

79. Balomenos G. P., Genikomsou A. S., Polak M. A., Pandey M. D. Efficient method for probabilistic finite element analysis with application to reinforced concrete slabs. *Engineering Structures*, vol. 103(2015), pp.85–101.

80. Fraile-Garcia E., Ferreiro-Cabello J., Martinez-Camara E., Jimenez Macias E. Frail Optimization based on life cycle analysis for reinforced concrete structures with one-way slabs. *Engineering Structures*, vol. 109(2016), pp.126-138.

81. Lantsoght E.O.L., van der Veen C., Walraven J., de Boer A. Experimental investigation on shear capacity of reinforced concrete slabs with plain bars and slabs on elastomeric bearings. *Engineering Structures*, vol. 103(2015), pp.1– 14.

82. Kwan A. K. H., Ma F. J. Crack width analysis of reinforced concrete under direct tension by finite element method and crack queuing algorithm. *Engineering Structures*, vol. 126(2016), pp. 618–627.

83. Einpaul J., Ospina C. E., Fernández Ruiz M., Muttoni A. (2016). Punching shear capacity of continuous slabs. *ACI Structural Journal*, vol. 113(2016) 4, pp.861–872.

84. CFD analysis of the thermal behaviour of heating walls in a coke oven battery. *International Journal of Thermal Sciences / Jacek Smolka, Lukasz Slupik, Adam Fic, Andrzej J. Nowak, Ludwik Kosyrczyk.* – June 2015. – Volume 104. – Pages 186-193.

85. Caldas R. B. Finite element implementation for the analysis of 3D steel and composite frames subjected to fire / R. B. Caldas, R. H. Fakury, J. R. Sousa, M. Batista João // *Lat. Am. j. solids struct.* – 2014. – Vol. 11. – № 1. – P. 1 – 18.

86. Vatulia G. Evaluation of steel-concrete beams fire resistance with the selection of effective fire protection / Vatulia G., Orel E., Kovalov M. // *Proceedings of the 6th International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering, Zilina, 2014.* – P. 327-331.

87. Башинська О. Ю. Створення розрахункових моделей будівельних конструкцій при врахуванні реологічних властивостей залізобетону: Автореф. дис. канд. ... техн. наук: 05.23.01. Київ, 2019. 22 с.

88. Голоднов О. І., Гордіюк М. П., Ткачук І. А., Семиног М. М. Визначення характеристик бетону залізобетонних конструкцій при різних впливах. *Науковий вісник Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки.* – Луганськ: ЛНАУ, 2010. С. 42-51.

89. ДСТУ Б В.1.1–4–98*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. [Введений 2006-01-01]. Вид. офіц. Київ: Держбуд України, 2006. 18 с.

90. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Введені 2007-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2007. 60 с.

91. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Введені 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2018. 30 с.

92. Поздєєв С. В. Розвиток наукових основ визначення меж вогнестійкості несучих залізобетонних конструкцій: Автореф. дис. ... докт. техн. наук: 21.06.02. Харків, 2012. 40 с.

93. Бертелеми Б., Крюпа Ж. Огнестойкость строительных конструкций. Москва: Стройиздат, 1989. 368 с.

94. Бушев В. П., Пчелинцев В. А., Федоренко В. С, Яковлев А. И. Огнестойкость зданий. Москва: Из-во литературы по строительству, 1970. 262 с.
95. Ватуля Г. Л. Розрахунок і проектування комбінованих та сталобетонних конструкцій: Автореф. дис. доктора техн. наук: 05.23.01. Харків, 2015. 40 с.
96. Демчина Б. Г. Вогнестійкість одно- і багат шарових просторових конструкцій житлових та громадських будівель: Автореф. дис... докт. техн. наук: 05.23.01. Харків, 2004. 40 с.
97. Корсун В. І. Розрахунок конструкцій на температурні і силові впливи з урахуванням неоднорідності властивостей матеріалів: Автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01. Макіївка, 2004. 40 с.
98. Кричевский А. П. Железобетонные тонкостенные сооружения, подвергающиеся воздействию повышенных и отрицательных температур: Автореф. дисс. докт. техн. наук: 05.23.01. Москва, 1985. 47 с.
99. Милованов А. Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. Москва: Стройиздат, 1986. 224 с.
100. Ройтман В. М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. Москва: "Пожарная безопасность и наука", 2001. 382 с.
101. Фомін С. Л. Робота залізобетонних конструкцій при впливі кліматичного, технологічного і пожежного середовища: Автореф. дис. ... докт. техн. наук. 05.23.01; 05.26.03. Харків, 1997. 38 с.
102. Яковлев А. И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. Москва: Стройиздат, 1988. 143 с.
103. 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, 2011. Вип. 8, С. 121–131.*
104. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром. Москва: Стройиздат, 1987. 80 с.

105. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. Москва: НИИЖБ, 2000. 92 с.

106. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. Москва: Стройиздат, 1986. 40 с.

107. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур (к СНиП 2.03.04-84). Москва: Стройиздат, 1989. 184 с.

108. ДСТУ Б В.1.1-14:2007. Захист від пожежі. Колони. Метод випробування на вогнестійкість. [Введений 2008-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 15 с.

109. ДСТУ-Н EN 1991-1-2:2010 (EN 1991-1-2:2002, IDT). Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі. [Введений 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 74 с.

110. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2: 2010 (EN 1992-1-2:2004, IDT). Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. [Введений 2013-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 129 с.

111. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Введений 2011-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.

112. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. [Введений 2019-08-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 28 с.

113. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN 1990:2002, IDN). Основи проектування конструкцій. [Введений 2009-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 81 с.

114. ДСТУ-Н Б В.2.6-211:2016. Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. [Введений 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2017. 147 с.

115. Отрош Ю. А. Технічний стан залізобетонних конструкцій при силових і високотемпературних впливах: Дис. докт. ... техн. наук: 05.23.01. Одеса, 2019. 365 с.

116. ДБН В.2.1-10-2009. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. [Введені 2009-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 82 с.

117. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий. Москва: АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 1995. 129 с.

118. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Державний стандарт України. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Введений 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2007. 10 с.

119. Ткачук І. А. Визначення характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2010. № 4. С. 21–24.

120. Ткачук І. А., Голоднов О. І. Експериментальні дослідження залізобетонних колон. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Київ: НДІБК, 2011. Вип. 74. Книга 1. – С. 240–247.

121. Голоднов О. І., Гордіюк М. П., Ткачук І. А., Семиног М. М. Міцність та деформативність матеріалів залізобетонних конструкцій при силових і високотемпературних впливах. *Сборник научных трудов Донбасского государственного технического университета*. – Алчевськ: ДДМІ, 2009. Вип. 29. С.275-284.

122. Ткачук І. А., Семиног Н. Н., Отрош Ю.А. Результати розрахунків конструкцій здания бизнес-центра. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2014. Вип. 14. – С. 105–110..

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Статті у фахових виданнях та у виданнях, що включені до наукометричних баз:

1. Gordiuk M. P., Semynoh M. M., Holodnov O. I., Tkachuk I. A. Determination of the technical state of buildings and constructions after force and temperature influences. *Technology audit and production reserves*. 2019. № 4/1(48). P. 4-10. (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення технічного стану з урахуванням високотемпературних впливів.

2. Gordiuk M. P., Semynoh M. M., Holodnov O. I., Tkachuk I. A., Ivanov B. V. Remaining resource of constructions of building and building is after different influences. *Technology audit and production reserves*. 2019. № 5/1(49). P. 4-9. (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення залишкового ресурсу з урахуванням високотемпературних впливів.

3. Голоднов А. И., Гордиук Н. П., Ткачук И. А., Семиног Н. Н. Определение остаточного ресурса изгибаемых элементов после различных воздействий. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. – Харків: УкрДУЗТ, 2015. – Вип. 151. – С. 94-102. (індексується наукометричною базою *Index Copernicus*).

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення залишкового ресурсу згинаних елементів і зміни характеристик арматури після високотемпературних впливів.

4. Ткачук И. А., Семиног Н. Н., Отрош Ю.А. Результаты расчетов конструкций здания бизнес-центра. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2014. Вип. 14. – С. 105–110.

Особистий внесок – участь у виконанні розрахунків з урахуванням впливу високих температур при пожежі.

5. Голоднов А. И., Риблов В. В., В., Слюсар Ю. Н., Отрош Ю. А., Ткачук И. А., Семиног Н. Н. Особенности расчета остаточного ресурса изгибаемых

элементов после термических воздействий. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2014. Вип. 13. С. 104-115.

Особистий внесок – пропозиції щодо врахування особливостей розрахунку згинальних елементів після термічних впливів.

6. Отрош Ю. А., Ткачук І. А., Семиног М. М. Вплив технологічних факторів на вогнестійкість залізобетонних плит. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*. – Київ: «Сталь», 2013. Вип. 11. – С. 148-155.

Особистий внесок – участь у проведенні експериментальних досліджень залізобетонних плит.

7. Голоднов О. І., Отрош Ю. А., Ткачук І. А., Семиног М. М. Визначення характеристик міцності бетону й арматури при проведенні досліджень вогнестійкості залізобетонних колон. *Пожежна безпека: теорія і практика: Збірник наукових праць*. – Черкаси: АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2011. С. 37-43.

Особистий внесок – розробка методики визначення характеристик міцності арматури.

8. Ткачук І. А., Голоднов О. І. Експериментальні дослідження залізобетонних колон. *Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Київ: НДІБК, 2011. Вип. 74. Книга 1. – С. 240–247.

Особистий внесок – розробка методик проведення експериментальних досліджень вогнестійкості залізобетонних колон.

9. Голоднов О. І., Гордіюк М. П., Ткачук І. А., Семиног М. М. Визначення характеристик бетону залізобетонних конструкцій при різних впливах. *Науковий вісник Луганського національного аграрного університету. Серія: Технічні науки*. – Луганськ: ЛНАУ, 2010. С. 42-51.

Особистий внесок – проведення досліджень міцності бетону, визначення характеристик міцності арматури.

10. Ткачук І. А. Визначення характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах. *Промислове будівництво та інженерні споруди*.

2010. № 4. С. 21–24.

11. Голоднов О. І. Гордіюк М. П., Ткачук І. А., Семиног М. М. Міцність та деформативність матеріалів залізобетонних конструкцій при силових і високотемпературних впливах. *Сборник научных трудов Донбасского государственного технического университета*. – Алчевськ: ДДМІ, 2009. Вип. 29. С.275-284.

Особистий внесок – розробка методики визначення міцності арматури, проведення випробувань арматури, участь у підготовці статті.

12. Ткачук І. А., Голоднов О. І. Розрахунок залізобетонних згинаних конструкцій з урахуванням високотемпературних впливів. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. – Рівне: НУВГтаП, 2009. Вип. 19. С. 240–246.

Особистий внесок – розробка методики розрахунку згинаних конструкцій з урахуванням високотемпературних впливів.

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

13. Голоднов О. І., Гордіюк М. П., Ткачук І. А. Семиног М. М. Визначення характеристик міцності арматури і бетону при високотемпературних впливах. *Пожезна безпека: теорія і практика: матеріали міжнародної науково-практичної конференції (7 жовтня 2011 р., м. Черкаси, Україна)*. – Черкаси: АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2011. – С. 96-99.

Особистий внесок – участь у розробці методики визначення характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах.

14. Семиног М. М., Ткачук І. А. До визначення характеристик бетону і арматури при високотемпературних впливах. *Теорія та практика ліквідації надзвичайних ситуацій. Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції «Теорія та практика ліквідації надзвичайних ситуацій» (м. Черкаси, 02-03 грудня 2010 р.)*. – Черкаси; АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2010. С. 73-75.

Особистий внесок – участь у проведенні випробувань із визначення характеристик міцності арматури після високотемпературних впливів.

15.Ткачук І. А. Зміна характеристик міцності та деформативності арматури при високотемпературних впливах. *Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку: Тези доповідей VI Міжнародної науково-технічної конференції «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку» (м. Київ, 6-10 вересня 2010 р.). – Київ: «Сталь», 2010. С. 214-215.*

Публікації, що додатково відображають матеріали дисертації:

16. Голоднов А. И., Кудряшов В. А., Палевода И. И., Отрош Ю. А., Ткачук И. А., Семиног Н. Н., Дробыш А. С. Сопоставительная оценка огнестойкости железобетонных многопустотных плит с использованием стандартов Беларуси, Украины, Европейского Союза, а также расчетных методов. *Вестник Командно-инженерного института МЧС Республики Беларусь*. 2015. № 1 (21). С. 30-39.

Особистий внесок – участь у проведенні експерименту, співставленні вогнестійкості залізобетонних плит з використанням стандартів України, Білорусі, Європейського Союзу.

17. Гордіюк М. П., Ткачук І. А. До розрахунку елементів будівель при високотемпературних впливах. *Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури: Збірник наукових праць. Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології.* – Макіївка: ДонНАБА, 2009. Вип. 2009–4 (78). С. 226–231.

Особистий внесок – розробка методики розрахунку будівель з урахуванням високотемпературних впливів.

18. Ткачук І.А. Несна здатність залізобетонних згинаних конструкцій при силових, деформаційних і високотемпературних впливах. *Дороги і мости: Збірник наукови праць.* – Київ: ДерждорНДІ, 2009. Вип. 11. С. 349–353

ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Основні положення та результати дисертаційної роботи доповідалися й отримали підтримку на науково-практичних конференціях різного рівня:

- колоквіумі «Розрахунок і проектування просторових конструкцій» (м. Скадовськ, Україна, 7-10 вересня 2009 року);
- Міжнародній науково-практичній конференції «Сучасні технології і методи розрахунків у будівництві» (м. Луцьк, 4-6 жовтня 2009 р.);
- IV Міжнародній науково-технічній конференції «Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології» (м. Макіївка, 17-19 листопада 2009 р.);
- 3-ій міжнародній науково-практичній конференції «Математичні моделі процесів у будівництві» (м. Луганськ, 24-25 березня 2010 р.);
- VI Міжнародній науково-технічній конференції «Будівельні конструкції спортивних та просторових споруд: сьогодення та перспективи розвитку» (м. Київ, 6-10 вересня 2010 р.);
- Міжнародній науково-практичній конференції «Теорія та практика ліквідації надзвичайних ситуацій» (м. Черкаси, 02-03 грудня 2010 р.);
- Шостій Всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (м. Одеса, 24-27 травня 2011 р.);
- Міжнародній науково-практичній конференції «Пожежна безпека: теорія і практика» (м. Черкаси, 7 жовтня 2011 р.);
- III-й та IV-й Міжнародних науково-практичних конференціях «Надзвичайні ситуації: безпека та захист» (Черкаси, 2013 – 2014 рр.);
- Міжнародній науково-технічній інтернет-конференції «Проектування, виготовлення і монтаж сталевих конструкцій. Досвід та перспективи розвитку» (Київ, 2013 р.);
- V Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд і будівель на залізничному транспорті» (м. Харків, 2015 р.).

ДОКУМЕНТИ, ЩО ПІДТВЕРДЖУЮТЬ ВПРОВАДЖЕННЯ
РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

ЗАТВЕРДЖУЮ

Директор з наукової роботи ДонДТУ

д-р техн. наук, проф.

М. Заблодський

ДОВІДКА

Дана директору ТОВ «Тест», м. Бровари, Ткачуку І.А. про те, що деякі результати, які отримані під час виконання дисертаційної роботи, є складовою частиною звіту про науково-дослідну роботу (підроз. 3.9, 4.1) кафедри будівельних конструкцій Донбаського державного технічного університету м. Алчевськ, „Вплив локальних термічних дій на міцність і стійкість елементів металевих будівельних конструкцій” № ДР 0109U008624 (НДР № 21К).

Проведені експериментальні дослідження по визначенню характеристик міцності арматури при високотемпературних впливах.

Начальник НДЧ

Л. Богатова

Науковий керівник теми,
канд. техн. наук, доцент кафедри
будівельних конструкцій,

А. Іванов

Секретар кафедри
будівельних конструкцій,
канд. техн. наук

Т. Антошина

ЗАТВЕРДЖУЮ

Проректор з наукової роботи –
начальник науково-дослідного центру
Національного університету цивільного
захисту України,

доктор технічних наук, професор

Володимир Андрійонов



« 12 » 12

ДОВІДКА

Дана інженеру Ткачуку І.А. про те, що окремі наукові результати, які було отримано під час виконання дисертаційної роботи, стали складовою частиною науково-дослідної роботи кафедри будівельних конструкцій ЧІПБ ім. Героїв Чорнобиля НУЦЗ України (м. Черкаси) «ВИЗНАЧЕННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ПРИ СИЛОВИХ ТА ВИСОКОТЕМПЕРАТУРНИХ ВПЛИВАХ. РОЗРОБКА НЕРУЙНІВНИХ МЕТОДИК ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД» № ДР 0113U004019. Результати роботи викладено у підрозділах 1.1, 1.8, 1.9, 2.2, 2.4 заключного звіту про науково-дослідну роботу (2014 р.).

І.А. Ткачук взяв участь у розробленні основних положень системи технічного обслуговування, ремонту та реконструкції будівель та споруд, методики визначення і регулювання технічного стану конструкцій, загальних принципів забезпечення надійної експлуатації будівель та споруд при різних впливах, а також провів експериментальні дослідження залізобетонної колони на вогнестійкість.

Керівник НДР,
доктор технічних наук, професор

Олександр Голоднов

Олександр ГОЛОДНОВ

Відповідальний виконавець НДР,
кандидат технічних наук, доцент

Юрій Отрош

Юрій ОТРОШ



Відкрите акціонерне товариство
Український науково-дослідний та проектний
інститут сталевих конструкцій імені В.М.Шимановського

Почтова адреса Україна, 02660, Київ-02, МСП-660, проспект Визволителів, 1
Тел.: (044) 543-93-37; факс: (044) 543-97-69; ел пошта info@webber.kiev.ua
Веб-сайт <http://urdisc.com.ua>

Вих. № 1296/02/15 від 3.08. 2009 р.

ДОВІДКА

про впровадження результатів кандидатської дисертації здобувача Ткачука Ігоря Анатолійовича «Міцність залізобетонних колон при силових і високотемпературних впливах» (спеціальність 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди)

Ця довідка підтверджує використання матеріалів кандидатської дисертації Ткачука Ігоря Анатолійовича при виконанні розрахунків на вогнестійкість залізобетонних колон будівлі бізнес-центру по пр. Богдана Хмельницького, 102 у Ворошиловському районі м. Донецька (договір №24028 від 11 травня 2007 р.).

В ході виконання робіт І.А. Ткачук виконав розрахунки колон будівлі бізнес-центру на вогнестійкість. За результатами розрахунків була встановлена можливість експлуатації колон паркінгу без необхідності розробки додаткових заходів щодо забезпечення їхньої огнестійкості.

Перший заступник Голови Правління
д.т.н., проф.



В.М. Гордєєв В.М. Гордєєв