

**МІНІСТЕРСТВО НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЙ УКРАЇНИ
АКАДЕМІЯ ПОЖЕЖНОЇ БЕЗПЕКИ
ІМЕНІ ГЕРОЇВ ЧОРНОБИЛЯ**

На правах рукопису

НУЯНЗІН ВІТАЛІЙ МИХАЙЛОВИЧ

УДК 614.841.332

**ВПЛИВ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН**

Спеціальність 21.06.02 – пожежна безпека

Дисертація
на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Науковий керівник –
Гвоздь Віктор Михайлович,
кандидат технічних наук, доцент

Київ – 2013

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ.....	5
ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН, А ТАКОЖ МЕТОДИК ЇЇ ОЦІНЮВАННЯ.....	11
1.1 Особливості визначення вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій.....	11
1.1.1 Нормування вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій.....	12
1.1.2 Температурні режими пожеж.....	13
1.2 Натурні вогневі випробування стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій на вогнестійкість.....	16
1.3 Розрахункові методи визначення вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій.....	17
1.3.1 Теплотехнічна задача.....	18
1.3.2 Міцнісна задача.....	22
1.4 Розрахунково-експериментальний метод визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів	25
1.5 Особливості впливу кліматичних факторів на властивості бетону залізобетонних колон.....	27
1.6 Висновки, ідея, мета і задачі досліджень	31
РОЗДІЛ 2. ОБЛАДНАННЯ ТА МЕТОДИКИ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	33
2.1 Експериментальне обладнання.....	33
2.1.1 Обладнання та матеріали для виготовлення зразків.....	33
2.1.2 Обладнання для проведення процедури пришвидшеної дії кліматичних факторів.....	34
2.1.3 Обладнання для досліджень теплофізичних характеристик зразків.....	35
2.2 Методика виготовлення та формування бетонних зразків для	

випробування.....	35
2.3 Методика пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону	38
2.4 Методика досліджень теплофізичних властивостей бетону	40
2.5 Методика досліджень міцнісних характеристик бетону	41
2.6 Висновки.....	43
РОЗДІЛ 3. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ НА	
ТЕПЛОФІЗИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ	
КОЛОНИ.....	
3.1 Результати температурних випробувань зразків колони, яка зазнала впливу природних кліматичних факторів.....	44
3.2 Результати температурних випробувань зразків бетону, які були піддані процедурі пришвидшеної дії кліматичних факторів	46
3.3 Визначення теплофізичних характеристик бетону залізобетонної колони , яка зазнала впливу природних кліматичних факторів.....	48
3.4 Визначення теплофізичних характеристик зразків бетону, які були піддані процедурі пришвидшеної дії кліматичних факторів.....	54
3.5 Чисельні методи аналізу теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій при температурному впливі.....	56
3.5.1 Метод кінцевих різниць.....	56
3.5.2 Метод кінцевих елементів.....	60
3.5.3 Сучасне програмне забезпечення для реалізації чисельних розрахункових методів аналізу теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій при пожежі.....	62
3.6 Порівняльний аналіз результатів розрахунку.....	64
3.7 Розв’язок прямої задачі теплопровідності методом кінцевих елементів	65
3.8 Висновки.....	69
РОЗДІЛ 4. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ НА	
МІЦНІСНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОЛОНИ.....	
4.1 Результати попередніх досліджень бетонних зразків під навантаженням без нагріву.....	70

4.2 Результати визначення механічних властивостей бетонних зразків, які зазнали впливу кліматичних факторів	76
4.3 Математичне моделювання напружено-деформованого стану залізобетону при термосиловому впливі.....	85
4.4 Результати розрахунків межі вогнестійкості залізобетонної колони.....	99
4.5 Висновки.....	112
РОЗДІЛ 5. МЕТОДИКА ОЦІНЮВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ	
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН, ЯКІ ЗАЗНАЛИ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ	
ФАКТОРІВ.....	
5.1 Результати розрахунку НДС залізобетонних колон після тривалого впливу кліматичних чинників оточуючого середовища при вогневій дії пожежі.....	114
5.2 Методика визначення межі вогнестійкості для залізобетонних колон, які зазнали кліматичного впливу.....	116
5.3 Дослідження адекватності методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які були піддані тривалому кліматичному впливу.....	119
5.4 Соціально-економічна ефективність впровадження методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.....	122
5.5 Висновки.....	126
ВИСНОВКИ.....	
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	
ДОДАТОК А. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи в Територіальне управління МНС у Черкаській області	
ДОДАТОК Б. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи в Головне управління Держтехногенбезпеки в Автономній Республіці Крим	
ДОДАТОК В. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи в Управління Держтехногенбезпеки в Чернігівській області	
ДОДАТОК Г. Акт впровадження результатів дисертаційної роботи в навчальний процес Академії пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля	

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ СКОРОЧЕНЬ

ГУ – граничні умови

ОЗТ – обернена задача теплопровідності

ПЗТ – пряма задача теплопровідності

РЕМ – розрахунково-експериментальний метод

МКЕ – метод кінцевих елементів

МКР - метод кінцевих різниць

ТФХ – теплофізичні характеристики

НДС – напружено-деформаційний стан

Вступ

Після розпаду Радянського Союзу, в Україні призупинено велику кількість будівництв і з'явилися так звані довгобуду. Залізобетонні конструкції, зокрема колони, таких об'єктів зазнають впливу кліматичних факторів (змінення температури, атмосферні опади, сонячна радіація тощо), що призводить до змінення їх функціональних властивостей. За останні роки відновлено будівництво більшої частини таких об'єктів, що обумовило актуальність питання забезпечення їхньої пожежної безпеки. На теперішній час нормативними документами не передбачено оцінювання вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, а будівлі, зведені з їх використанням, здаються як новобудови. Це призводить до порушень вимог стосовно забезпечення пожежної безпеки та до підвищення рівня загрози життєдіяльності громадян, які мешкають або працюють у таких будівлях.

Дослідженням вогнестійкості залізобетонних колон займалися і займаються багато вчених, зокрема Яковлев О.І., Ройтман В.М., Бушев В.П., Мілованов О.Ф., Фомін С.Л., Страхов В.Л., Круковський П.Г., Новак С.В., T. Lie, V. Bartelemi, G. Kruppa, T. Harmathy, проте в їх роботах не досліджено вплив кліматичних факторів на змінення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу цих факторів. Ця обставина може призвести до серйозних людських та матеріальних збитків, адже більшість відновлених будівництв - це житлові будинки, тому розкриття особливостей впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон є актуальною задачею, вирішення якої створює передумови уникнення помилок при відновленні будівництва будівель та споруд, виходячи з вимог пожежної безпеки.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційне дослідження проводилось відповідно до «Програми забезпечення пожежної безпеки на період до 2010 року», затвердженої

постановою Кабінету Міністрів України від 1 липня 2002 року № 870, у рамках виконання науково-дослідної роботи в Академії пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля «Дослідження вогнестійкості залізобетонних конструкцій будівель та споруд після тривалого впливу на них зовнішніх кліматичних факторів» (Номер державної реєстрації 0109U007935), в якій здобувач був виконавцем.

Ідея роботи полягає в урахуванні під час відновлення будівництва об'єктів – довгобудів впливу кліматичних факторів на вогнестійкість їх залізобетонних колон.

Метою роботи є розкриття закономірностей змінення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

Для досягнення поставленої мети необхідно було вирішити такі задачі:

- провести аналіз стану питання вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, а також методик її оцінювання;
- розробити методику пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону та методику дослідження впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон;
- провести дослідження з виявлення особливостей впливу кліматичних факторів на теплофізичні та міцнісні характеристики бетону;
- виявити залежності значень межі вогнестійкості залізобетонних колон від тривалості впливу на них кліматичних факторів;
- перевірити достовірність експериментальних та розрахункових результатів;
- розробити та апробувати методичні рекомендації щодо визначення значень межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

Об'єкт дослідження – вогнестійкість залізобетонних колон.

Предмет дослідження – вплив кліматичних факторів на змінення вогнестійкості залізобетонних колон.

Методи дослідження. Для визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, використано системний підхід. Для отримання зразків бетону з різною тривалістю дії кліматичних факторів використано кліматичну камеру TBV-1000. Дослідження впливу кліматичних факторів на теплофізичні характеристики (ТФХ) бетону проводилось на основі проведення експериментальних досліджень поведінки зразків при нагріванні, а також розв'язанням прямих і обернених задач теплопровідності (ОЗТ). Дослідження впливу кліматичних факторів на міцнісні характеристики бетону проводилось на основі проведення експериментальних досліджень поведінки бетонних зразків за комплексної дії нагрівання та механічного навантаження. Для дослідження впливу кліматичних факторів на теплофізичні та міцнісні характеристики бетону використано зразки бетону розмірами 300мм×300мм×250мм та 75мм×75мм×250мм відповідно. Експериментальні дослідження проводились із використанням стандартних методик і метрологічно повіреного обладнання. Математичне моделювання процесів нестационарного теплообміну та напружено-деформованого стану залізобетонних колон здійснювалось із застосуванням методу кінцевих елементів (МКЕ) з використанням комп'ютерних програм FRIEND та ANSYS.

Наукова новизна дослідження:

В роботі розкрито закономірності змінення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів. При цьому:

– вперше виявлено, що значення межі вогнестійкості для залізобетонних колон перерізом (0,3×0,3) м та довжиною 3,5 м, виготовлених з важкого бетону В30 та гранітного заповнювача, знижується на 9, 19, 22, 25 хвилин порівняно з початковим значенням 87 хвилин після 5, 10, 15 та 20 років впливу кліматичних факторів, які відповідають північно-західному кліматичному району, найбільш характерного для України;

– вперше обґрунтовано алгоритм та запропоновано методику оцінювання вогнестійкості залізобетонних колон, сутність якої полягає у

визначенні питомої теплоємності, коефіцієнтів теплопровідності та зниження міцності зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів, з подальшим їх застосуванням для розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних колон, з використанням методу кінцевих елементів;

– набула подальшого розвитку сфера застосування розрахунково-експериментального методу оцінювання вогнестійкості залізобетонних колон, яка враховує вплив на них кліматичних факторів.

Обґрунтованість і достовірність наукових положень, висновків і рекомендацій підтверджується використанням відомих математичних моделей теплопередачі та напружено-деформованого стану (НДС) для залізобетонних колон в умовах нагріву при пожежі, апробованих чисельних методів інтегрування математичних моделей теплообміну та НДС, розв'язання ОЗТ, а також задовільною збіжністю розрахункових та експериментальних даних, отриманих під час випробувань зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів.

Практичне значення отриманих результатів полягає у застосуванні запропонованої методики для оцінки відповідності межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, нормованим вимогами пожежної безпеки значенням, при відновленні призупиненого будівництва. Отримані результати досліджень та створені на їх основі методичні рекомендації щодо визначення значень межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, впроваджено в роботу Управління Держтехногенбезпеки у Чернігівській області, Управління Держтехногенбезпеки в Автономній Республіці Крим, Територіального управління МНС в Черкаській області та навчальний процес Академії пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля МНС України при викладанні дисциплін: «Будівлі і споруди та їх поведінка в умовах пожежі» і «Пожежна профілактика в населених пунктах».

Особистий внесок здобувача полягає у визначенні мети і задач досліджень, аналізі літературних джерел, визначенні теплофізичних та

пружно-пластичних характеристик бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів, створенні моделі НДС залізобетонної колони з різною тривалістю впливу кліматичних факторів, визначенні залежності межі вогнестійкості залізобетонної колони від тривалості дії кліматичних факторів.

Апробація результатів дисертації. Основні результати дисертаційних досліджень доповідалися і обговорювалися на:

- Міжнародній науково-практичній конференції «Природничі науки та їх застосування в діяльності служби цивільного захисту» (м. Черкаси, 2009);
- Міжнародній науково-практичній конференції «Природничі науки та їх застосування в діяльності служби цивільного захисту» (м. Черкаси, 2010);
- 13 Всеукраїнській науково-практичній конференції рятувальників (м. Київ, 2011);
- II Міжнародній науково-практичній конференції «Прикладні аспекти застосування хімії у сфері цивільного захисту» (м. Черкаси, 2011);
- Міжнародній науково-практичній конференції «Теорія та практика ліквідації надзвичайних ситуацій» (м. Черкаси, 2011);
- Міжнародній науково-практичній конференції «Надзвичайні ситуації: теорія, практика, інновації» (м. Гомель, 2012);
- Міжнародній науково-практичній конференції молодих вчених та спеціалістів «Проблеми техносферної безпеки 2012» (м. Москва, 2012);
- 14 Всеукраїнській науково-практичній конференції рятувальників (м. Київ, 2012).

Публікації. Основний зміст роботи викладено в 7 наукових статтях у спеціалізованих наукових виданнях, а також у тезах 8 доповідей на міжнародних та національних науково-практичних конференціях і семінарах.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН, А ТАКОЖ МЕТОДИК ЇЇ ОЦІНЮВАННЯ

1.1 Особливості визначення вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій

Збереження несучої здатності залізобетонних будівельних конструкцій при пожежі протягом заданого часу є першорядним завданням, тому що як показують дослідження [1-3] руйнація будівель під час пожежі відбувається внаслідок обвалення стиснутих елементів, тому що вони є основними несучими елементами в каркасі будівель. Збиток при такого роду руйнаціях буде максимальним. Найпоширенішими стиснутими залізобетонними конструкціями являються колони. Вогнестійкість колон визначається втратою несучої здатності. Залізобетонні колони втрачають несучу здатність в результаті зниження міцності, теплового розширення і температурної повзучості арматури та бетону при нагріванні.

Згідно [4] вогнестійкість конструкції - це здатність конструкції зберігати несучі і (або) огорожувальні функції за умов пожежі. Показником вогнестійкості є межа вогнестійкості. Межа вогнестійкості конструкції – це показник вогнестійкості конструкції, який визначається часом (у хвилинах) від початку вогневого випробування за стандартним температурним режимом (1.1) до настання одного з нормованих для даної конструкції граничних станів [5] з вогнестійкості.

Визначення межі вогнестійкості залізобетонних колон виконується експериментальними, розрахунковими та експериментально-розрахунковими методами. Вимоги до нормування меж вогнестійкості залізобетонних колон викладено у [5].

На теперішній час нормативними документами не передбачено оцінювання вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, а будівлі, зведені з їх використанням, здаються як новобудови. Це призводить до порушень вимог стосовно забезпечення пожежної безпеки.

1.1.1 Нормування вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій

Межа вогнестійкості, якій повинні задовольняти залізобетонні колони визначається виходячи із необхідного ступені вогнестійкості (СВ) будівлі (див. табл. 1.1.) [5].

Таблиця 1.1
Конструктивні характеристики будинків залежно від їх СВ

СВ	Конструктивні характеристики
I	Будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з природних або штучних кам'яних матеріалів, бетону, залізобетону із застосуванням листових і плитних негорючих матеріалів
II	Будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з природних або штучних кам'яних матеріалів, бетону, залізобетону із застосуванням листових і плитних негорючих матеріалів. У покриттях дозволяється застосовувати незахищені металеві конструкції.
III	Будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з природних або штучних кам'яних матеріалів, бетону, залізобетону.
IIIa	Будинки переважно з каркасною конструктивною схемою. Елементи каркаса – з металевих незахищених конструкцій.
IIIб	Будинки переважно одноповерхові з каркасною конструктивною схемою. Елементи каркаса – з деревини, підданої вогнезахисній обробці.
IV	Будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з деревини або інших горючих матеріалів, захищених від дії вогню та високих температур штукатуркою або іншими листовими, плитними матеріалами.
IVa	Будинки переважно одноповерхові з каркасною конструктивною схемою.
V	Будинки, до несучих і огорожувальних конструкцій яких не висуваються вимоги щодо межі вогнестійкості та межі поширення вогню

Знаючи необхідний ступінь вогнестійкості будівлі, мінімальна межа вогнестійкості залізобетонної колони вибирається згідно таблиці 1.2.

Розглянувши конструктивні особливості будинків в залежності від ступеню вогнестійкості, можна зробити висновок, що нормована межа вогнестійкості для залізобетонних колон різної СВ буде складати, відповідно 150, 120, 120 хвилин.

Таблиця 1.2

Межа вогнестійкості залізобетонної колони, що вимагається в залежності від ступені вогнестійкості будівлі

№ п/п	Ступінь вогнестійкості будинків	Мінімальні межі вогнестійкості залізобетонної колони (у хвиликах)
1.	I	R 150
2.	II	R 120
3.	III	R 120
4.	IIIa	R 15
5.	IIIб	R 60
6.	IV	R 30
7.	IVa	R 15
8.	V	Не нормуються

1.1.2 Температурні режими пожеж

При визначенні вогнестійкості залізобетонних колон використовуються температурні режими стандартної та реальної пожежі. Температурний режим пожежі – це зміна середньооб’ємної температури середовища при пожежі, в залежності від часу її розвитку. Температурні режими реальних пожеж в приміщеннях різних будівель можуть суттєво відрізнятись один від одного [6-7] (див. рис. 1.1 криві 2 - 5).

У більшості випадків при визначенні вогнестійкості залізобетонних колон в усьому світі перевага надається стандартному температурному режиму [4, 8-14] (див. рис. 1.1, крива 1). „Стандартний” температурний режим пожежі представляється у вигляді наступної залежності температури середовища від часу:

$$T_f^{st}(\tau) = 345 \cdot \lg(8t + 1) + T_0 \quad (1.1)$$

де: t – час стандартного вогневого випробування, хв.; T_0 – початкова температура середовища, 0°C ; $T_0 \approx 200^\circ\text{C}$; $T_f^{st}(\tau)$ – температура у вогневій камері установки для визначення меж вогнестійкості конструкцій в залежності від часу τ стандартного випробування.

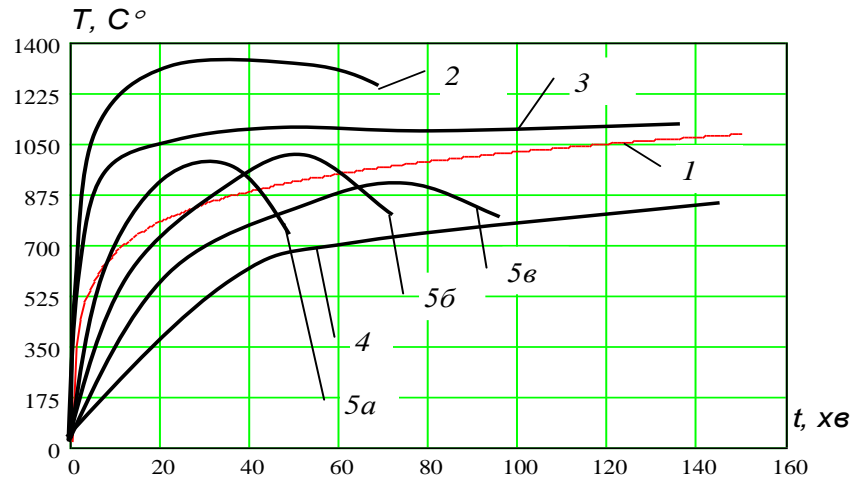


Рис. 1.1. Температурні режими пожеж в приміщеннях будівель та споруд різного призначення. 1 – режим „стандартної” пожежі; 2 – режим пожежі в тунелях; 3 – режим пожежі, характерний для будівель та споруд нафтопереробної та нафтохімічної промисловості; 4 – режим пожежі в підвальних приміщеннях; 5 – режим пожежі в дослідному приміщенні (типу жилого) з зрізною площею отворів F_p (5а - $F_p=2\text{м}^2$; 5б - $1,5\text{м}^2$; 5в - $1,0\text{м}^2$) при пожежному навантаженні (деревина) $q=58\text{кг}/\text{м}^2$.

Крива „стандартної” пожежі є деякою умовною, усередкованою залежністю, між реальними температурними режимами пожеж в різних приміщеннях різних будівель.

Відмінність між реальним та стандартним режимом може бути оцінена коефіцієнтом, що визначається за формулою [12, 15-19]:

$$\Psi = \frac{T_p}{T_c}, \quad (1.2)$$

де T_p - температура реальної пожежі, $^\circ\text{C}$; T_c - температура стандартної пожежі, $^\circ\text{C}$.

Тоді температурний режим реальної пожежі на стадії розвитку виражається наступною формулою:

$$T_p = 345 \Psi \lg(8t + 1) \quad (1.3)$$

Наведені дані про дослідження пожеж за кордоном показують, що більшість закордонних дослідників розділяють пожежу на три стадії: загорання, розвиненого горіння й загасання, і стверджують, що на вогнестійкість будівельних конструкцій впливають стадії розвиненого горіння й загасання [20-23]. Розвиток та згасання пожежі широко досліджені закордонними вченими, зокрема Lie T.T. Lie T.T. вважав, що збільшення площі поверхні горючих матеріалів та зменшення площі прорізів збільшує тривалість фази горіння через вентиляцію. Результати його досліджень показали, що пожежа з тривалістю фази активного горіння менше 1 години загасає зі зниженням температури зі швидкістю близько 10 0C/хв, а пожежа з тривалістю фази активного горіння більше 1 години – близько 7 0C/хв.

Для більш точного моделювання пожежі можливе застосування і більш складних фізичних моделей, що реалізуються в складних комп'ютерних програмах [22]. В алгоритми цих програм закладені сучасні чисельні методи.

На даний момент часу відомі розрахункові дослідження температури у приміщеннях під час пожежі дослідників з США, Франції, Швеції, Великобританії, Німеччини, Польщі, Росії та інших країн [24–31].

Розроблено два методи переходу від реальних режимів пожежі до єдиного «стандартного» режиму пожежі [32-34]. Одним з методів переходу від реальних пожеж до стандартного є метод рівності площ під кривими «температура-час». Іншим методом приведення реальних пожеж до стандартної проводиться за методом досягнення в якій-небудь конструкції критичних температур, що визначають її вогнестійкість.

Таким чином, для експериментального визначення меж вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, можливе

використання лише стандартного температурного режиму. Тому що випробовування на вогнестійкість нових залізобетонних колон проводиться згідно режиму, який відповідає температурній кривій режиму «стандартної» пожежі, як в нашій країні так і за кордоном.

1.2 Натурні вогневі випробування стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій на вогнестійкість

У всьому світі при оцінці вогнестійкості стиснутих залізобетонних конструкцій перевага надається натурним вогневим випробуванням [4, 35-36]. Перевага саме цьому методу надається через високу точність результатів, високу відтворюваність та наглядність результатів.

Стандарт Російської Федерації [35] аналогічно Українському стандарту [4] передбачає нагрівання за стандартним режимом конструктивного елементу виконаного у натуральну величину при одночасній дії нормативного навантаження. Схема такої установки зображена на рис. 1.2.

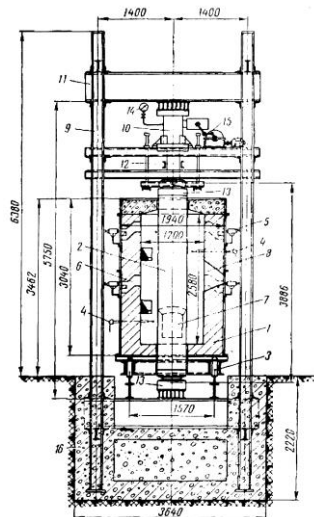


Рис. 1.2. Схема установки для випробування стиснутих залізобетонних елементів: 1 – стінка пічки; 2 – колона, що випробовується; 3 – візок; 4 – термопари; 5 – форсунки; 6 – нагрівальні канали форсунки; 7 – димовий канал; 8 – люк; 9 – стойка вантажна; 10 – прес; 11 – траверси рами; 12 – вставка; 13 – опорні плити; 14 – манометр; 15 – насос с електроприводом та редуктором; 16 – фундамент.

Український національний стандарт [4] передбачає натурні вогневі випробування навантажених конструктивних елементів згідно стандартного температурного режиму в нагрівальній пічці.

Згідно зі стандартами Європи передбачається випробування всіх основних елементів будівельних конструкцій. Згідно [36] випробування стиснутих залізобетонних конструкцій проводяться на комбінованій установці, що включає в себе нагрівальну пічку та навантажувальну раму з гідроприводом.

Таким чином, через переваги, в усьому світі при визначенні вогнестійкості перевага надається експериментальному методу, проте поряд з цим експериментальний метод має ряд суттєвих недоліків. До недоліків експериментального методу в першу чергу слід віднести високу вартість та значну трудоемкість проведення дослідження, а також відсутність достатньої випробувальної бази в Україні. Через це, все частіше для визначення вогнестійкості залізобетонних колон використовуються розрахункові методи.

1.3 Розрахункові методи визначення вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій

⁶ Сутність розрахункових методик полягає у визначенні часу, після закінчення якого колони втрачають несучу здатність в умовах впливу високих температур при пожежі [7, 9]. На втрату несучої здатності колон впливають багато факторів: теплове навантаження, температура й тривалість пожежі, вплив навантаження, механічні й теплофізичні характеристики матеріалів, а також умови нагрівання конструкцій [23, 38, 39].

Межа вогнестійкості колон настає у зв'язку зі зменшенням працездатного перерізу бетону до величин, при яких настає межа вогнестійкості за ознакою „R” [4]. У загальному випадку схема розрахунку межі вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності представлена на рис 1.3.

Метод розрахунку меж вогнестійкості несучих будівельних конструкцій складається із двох частин: теплотехнічної та статичної.

Для заданих періодів часу теплотехнічним розрахунком визначають поле температур у перерізі колони. Потім проводять статичний розрахунок, за результатами якого будують криву зниження несучої здатності конструкції в процесі нагрівання (рис. 1.3.). Час, по закінченні якого несуча здатність конструкції знизиться до рівня діючого на нього робочого навантаження, прийнято за розрахункову межу вогнестійкості колон.

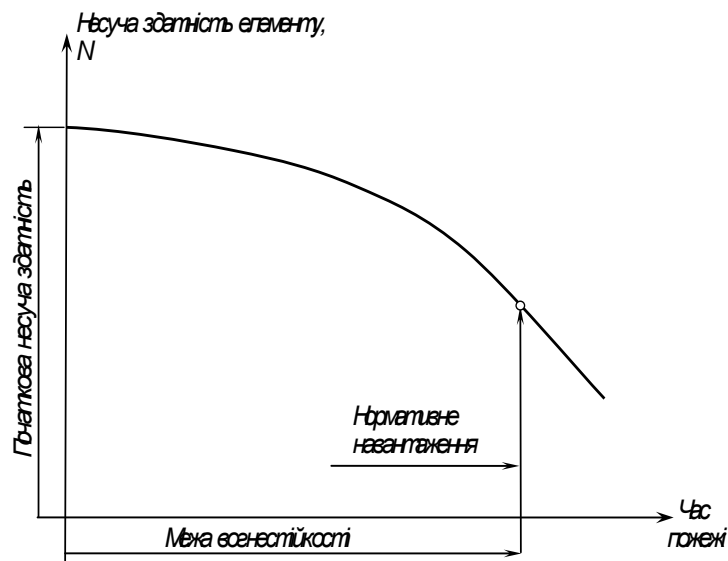


Рис. 1.3. Втрата несучої здатності стиснутого залізобетонного елемента під час пожежі.

1.3.1 Теплотехнічна задача

Метою моделювання теплового впливу на залізобетонні будівельні конструкції є визначення розподілу температур у внутрішніх шарах елементів у будь-який момент часу розвитку чи згасання пожежі. Цього можна досягнути, вважаючи бетон однорідним, неперервним середовищем. При цьому використовується рівняння теплопровідності Фур'є (1.4). При введенні певних припущень [40–46].

$$C_v(T) \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div}(\lambda(T) \text{grad}(T)) \quad (1.4)$$

де CV – об’ємна теплоємність, що залежить від температури T , Дж/(м³·К); $\lambda(T)$ – коефіцієнт теплопровідності, що залежить від температури T , Вт/(м·К).

Задачі теплопровідності для залізобетонних конструкцій в умовах пожежі мають певні характерні особливості. Для їх розв’язку необхідний розгляд теплових процесів, що відбуваються у приміщенні при пожежі, умов теплообміну на поверхні конструкцій та теплофізичних параметрів у внутрішніх шарах конструкцій. Всі перелічені чинники мають складний характер і приводять до того, що аналітичний розв’язок існує тільки для задач у спрощеній постановці, що негативно відбивається на точності отриманих результатів.

Нормативні розрахункові методики [8,9] рекомендують для визначення вогнестійкості залізобетонних колон використовувати стандартну температурну криву пожежі [7, 47-52].

Динаміка розвитку та згасання пожежі вказує на не стаціонарність нагріву конструкцій під час пожежі, і тому для розв’язку рівняння Фур’є використовуються граничні умови III роду [49, 53]:

$$-\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial x} \Big|_w = \alpha(T)(T_{ext} - T) \quad (1.5)$$

де α – коефіцієнт пропорційності, що називають коефіцієнтом теплообміну, Вт/(м²·град); T_{ext} - температура камери печі, 0С.

Теплообмін на границі розділу середовищ моделюється за допомогою коефіцієнта теплообміну, який враховує дію конвекції та інфрачервоного випромінювання. Таким чином, коефіцієнт теплообміну дорівнює [49]:

$$\alpha = \alpha_b + \alpha_k \quad (1.6)$$

де α_b – коефіцієнт теплообміну від випромінювання; α_k – коефіцієнт теплообміну конвекцією.

Коефіцієнт α_b знаходять за формулою:

$$\alpha_6 = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \frac{T_W^4 - T_P^4}{T_W - T_P} \quad (1.7)$$

Коефіцієнт теплообміну конвекцією визначають за [36].

Рішення теплотехнічної задачі може бути отримане при застосуванні кінцево-різницевих методів, зокрема, методу "елементарних балансів" Ванічева А.П. [54], а також інших методів [41, 55-64].

За Російською методикою ТФХ визначається згідно [9]. За Європейською методикою - згідно [8] (рис. 1.4. – 1.6.).

$c_p(T)$, кДж/(кг·К)

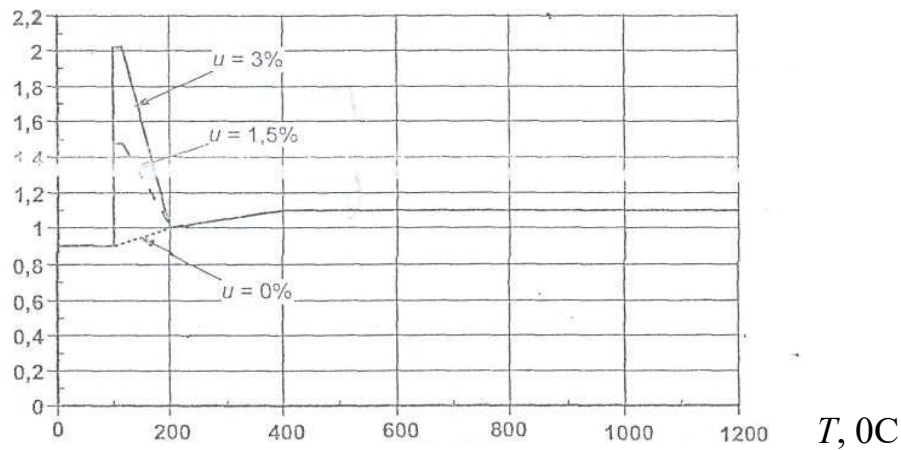


Рис. 1.4. Залежність питомої теплоємності $c_p(T)$ від температури для бетону із вмістом масової вологості u 0, 1,5 та 3 %.

$c_v(T)$, кДж/(м³·К)

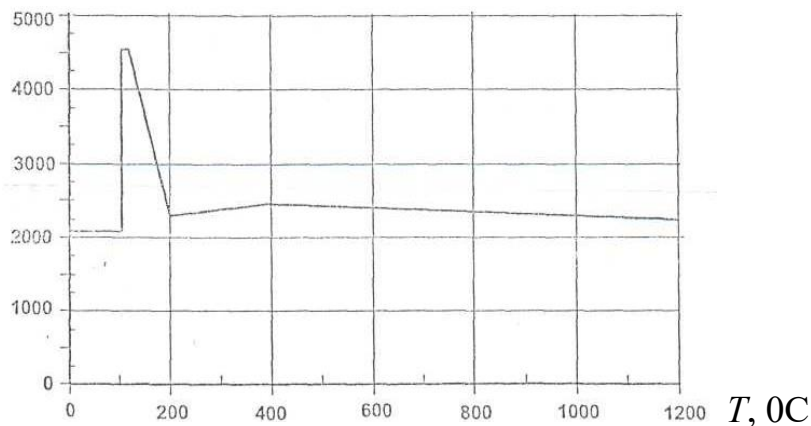


Рис. 1.5. Залежність об'ємної теплоємності $c_v(T)$ від температури для бетону густиною більше 2300 кг/м³ із вмістом масової вологості $u=3\%$

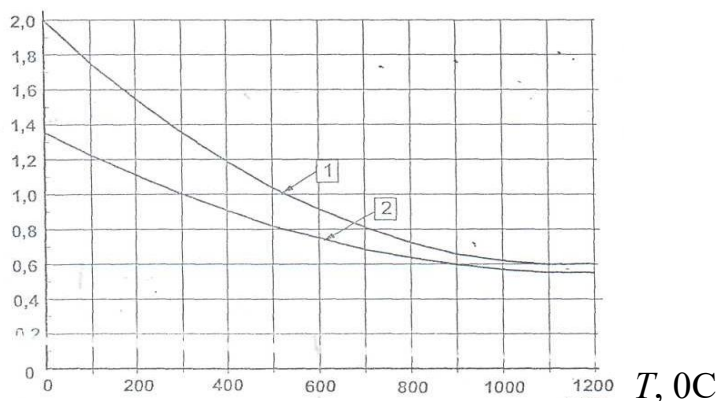
$\lambda_c, \text{Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$


Рис. 1.6. Теплопровідність бетону(1 – верхня межа, 2 – нижня межа).

У роботах В.М. Ройтмана та Т.Н. Зиріної [41, 65-68] був розвинутий інший математичний апарат для розв'язку теплотехнічної задачі.

Подальшому розвитку математичного апарату для моделювання температурного впливу на пористі матеріали із вологою у порах, до яких належить бетон присвячений комплекс робіт [46, 67–69] В.Л. Страхова та ін.

Недоліком двох даних методів є необхідність у додатковому складному лабораторному обладнанні для визначення деяких параметрів, що входять у рівняння. Уникнути таких недоліків дозволяють методики, засновані на розв'язку оберненої задачі теплопровідності (ОЗТ) [46, 70–72]. За допомогою ОЗТ визначаються ефективні коефіцієнт теплопровідності та теплоємність, апроксимовані певними функціональними залежностями від температури, наприклад у вигляді кубічних поліноміальних функцій (сплайнів). ОЗТ розв'язується за допомогою багатократного рішення прямої задачі з підбиранням таких коефіцієнтів у сплайнах теплофізичних параметрів, при яких має мінімум цільовий функціонал середньоквадратичної нев'язки. Цільовий функціонал має такий вигляд [70]:

$$\Phi = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m [T_{iM} - T_{iE}]^2 = \delta^2, \quad (1.8)$$

де m – кількість просторово-часових контрольних точок; T_iE T_iM , - експериментальне та модельне значення температури в i -тій просторово-часовій контрольній точці, δ - задана точність.

Таким чином, можна зробити такі висновки, що задача із визначення розподілу температур у залізобетонних колонах при пожежі достатньо вивчена і розв'язується за допомогою рівняння теплопровідності Фур'є з урахуванням нестационарності нагріву та нелінійності теплофізичних параметрів. При розв'язанні прямої задачі нестационарної теплопровідності для розрахунку температурних полів у залізобетонних колонах у нелінійній постановці перевага віддається чисельним методам. При розв'язку задачі теплопровідності треба враховувати феноменологію нагріву бетону пов'язану з фільтрацією, конденсацією та випаровування води у порах матеріалу, а також витрати теплової енергії на дегідратацію у цементному камені.

1.3.2 Міцнісна задача

Задача моделювання зміни несучої здатності залізобетонних конструкцій при пожежі має за мету визначення граничних станів, при яких втрачається міцність, на будь-якій стадії нагріву чи охолодження.

За сучасними уявленнями для розгляду умов настання граничного стану необхідно досліджувати поведінку конструкцій у цілому [42, 50, 73, 74]. Таким чином втрата міцності при пожежі статично-невизначеної залізобетонної конструкції відбувається у декілька етапів. На першому етапі відбувається втрата несучої здатності певного елемента, у результаті утворюється пластичний шарнір. На другому етапі після утворення пластичних шарнірів у декількох елементах статично невизначена конструкція втрачає стійкість, або перетворюється на геометрично змінну і обрушується. Таким чином потрібно окремо розглядати настання першого граничного стану – втрату міцності окремого елемента, та другого граничного стану – втрату стійкості всієї конструкції

За останній час розрахункові методики визначення несучої здатності окремих елементів залізобетонних конструкцій в умовах пожежі достатньо розроблені та інтенсивно розвиваються. Основні методики, що обґрунтовані багаточисельними експериментальними дослідженнями це методика ВНДІПО [9], методика викладена Eurocode [8] та методика Фоміна-Григор'яна [5, 39].

Згідно з методикою, розробленою у [9] фактичну несучу здатність нагрітих залізобетонних колон можна розрахувати за формулою:

$$N_{p,t} = \varphi (F_{я} R_{я}^{н} + F_{а} R_{а}^{н} \gamma_{а}) \quad (1.9)$$

де $R_{ан}$ – нормативний опір робочої (повздовжньої) арматури; $\gamma_{а}$ - коефіцієнт зниження нормативного опору арматури; $F_{а}$ - площа перерізу робочої арматури; φ – коефіцієнт повздовжнього прогину; $R_{ан}$ - нормативна призменна міцність бетону; $F_{я}$ - площа ядра перерізу, обмеженого ізотермою з критичною температурою $T_{кр}$.

Дана методика дозволяє визначити настання першого граничного стану для колон на стадії розвитку пожежі, але при охолодженні її застосовувати не можна.

Методика представлена в нормативі [8] передбачає два способи розрахунку фактичної несучої здатності нагрітих залізобетонних колон – ізотермічний та зональний.

Ізотермічний метод подібний до методики [9] і стосується загального зменшення розміру поперечного перерізу з врахуванням температуро пошкодженої зони поверхневого шару бетону.

Зональний метод передбачає поділ поперечного перерізу на декілька зон. Цей метод, хоч і більш трудомісткий, але більш точний ніж ізотермічний метод, особливо для колон. Метод придатний тільки для стандартного температурного режиму. Пошкоджений під час пожежі поперечний переріз представляється приведеним поперечним перерізом, який не включає

товщину пошкодженої зони. Приведення поперечного перерізу базується на визначенні товщини пошкодженої зони (див. рис. 1.7).

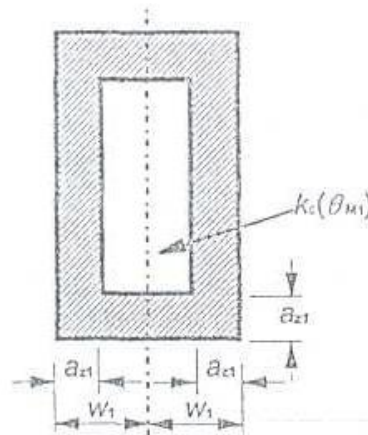


Рис. 1.7. Зниження міцності та приведення поперечного перерізу для колони під вогневим впливом.

Коли приведений поперечний переріз знайдено, а міцність та модуль пружності бетону під час пожежі визначено, розрахунок на вогнестійкість виконують за методикою розрахунку за нормальних температур з використанням значень коефіцієнту надійності матеріалу під час пожежі ($\gamma M, fi$).

Інша методика розрахунку на вогнестійкість для стиснутих елементів набула розвитку у роботах Фоміна та Григор'яна. Ними була отримана формула за якою визначається несуча здатність: центрально (1.10) відцентрово (1.11) та стиснутих залізобетонних колон [11]:

$$N_{ut} = \sum_i^n \sum_j^m \sigma_{bij} \cdot A_{bij} + \sum_i^k \sum_j^p \sigma_{sij} \cdot A_{sij} ; \quad (1.10)$$

$$N_{ut} = \varphi \left(\sum_i^n \sum_j^m \sigma_{bij} \cdot A_{bij} + \sum_i^k \sum_j^p \sigma_{sij} \cdot A_{sij} \right), \quad (1.11)$$

де σ_{bij} – граничні напруження елементів бетону, на які дискретизується переріз, σ_{sij} – граничні напруження елементів, що відповідають арматурі, A_{bij} – площа поперечного перерізу елементів бетону, A_{sij} – площа поперечного перерізу елементу сталеві арматури.

Розгляд роботи конструкцій в умовах пожежі можна знайти у роботі [7]. Майже всі розрахунки ведуться з використанням методу кінцевих елементів (МКЕ). Цей метод набув в останній час широкого розповсюдження [75, 76] і реалізований у спеціальних багаточисельних програмних комплексах, які називаються FEM-системами.

Зважаючи на вищевикладене, можна зробити такі висновки, що моделювання граничних станів у елементах конструкцій та конструкцій у цілому при пожежі достатньо розвинене і відбувається з урахуванням феноменології деформування бетону в умовах підвищених температур. На сучасному етапі пріоритетним є розгляд моделювання граничного стану всієї конструкції з врахуванням сумісної роботи її елементів. При моделюванні розглядається задача стійкості у нелінійній постановці, що обумовлює застосування ЕОМ при розрахунку міцності конструкцій при пожежі. Найбільш зручним для описання роботи конструкцій та елементів є метод кінцевих елементів.

1.4 Розрахунково-експериментальний метод визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів

Поряд з експериментальним та розрахунковим методами в Україні в роботах Круковського П.Г., Новака С.В., Довбиша А.В., Поздєєва С.В., Цвіркуна С.В., Качкара Є.В. та Ковальова А.І. [70, 78, 79, 103] набув розповсюдження розрахунково-експериментальний метод. Запропонований метод має ряд переваг перед експериментальним та розрахунковим.

Для формулювання основної ідеї методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів використано принцип поділу їхніх перерізів на кінцеві області, для яких можуть бути визначені поточні напруження та деформації (на установці, яка показана на рис. 1.8), а також параметри граничних станів, що виникають у цих елементах. Використовуючи критерії, отримані сумуванням цих

характеристик по всьому дискретизованому перетині, визначають несучу здатність елемента в цілому [5, 11, 12, 42, 49, 52, 55].

Послідовність операцій, з яких складається розрахунково-експериментальний метод вказано в [79].

Результати розрахунків межі вогнестійкості отримані при використанні розрахунково-експериментальної методики порівняно (рис. 1.9) з результатами розрахункової та експериментальної методи в роботі [79].

Порівняльні дані точності методів визначення вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних конструкцій наведені в табл. 1.3.

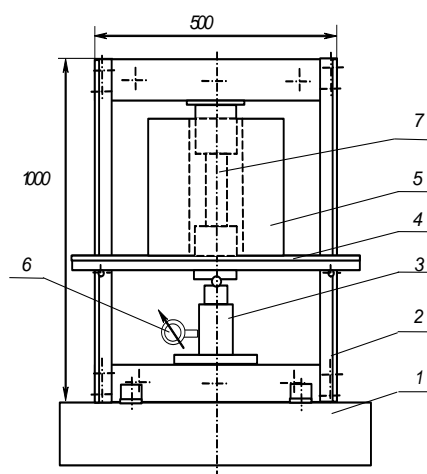


Рис. 1.8. Схема установки для комбінованих випробувань: 1 – фундамент; 2 – опорна рама; 3 – гідравлічний домкрат; 4 – система закріплення муфельної печі; 5 – муфельна піч; 6 – манометр; 7 – зразок для випробувань.

Таблиця 1.3

Порівняльні дані точності методів визначення вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних конструкцій

	Натурні вогн. випроб.	Розрахунковий метод	Розр.-експер. метод
Межа вогнестійкості, хв.	165	122	141
Відхилення, %	0	23	11

Аналіз отриманих даних показав, що розрахунково-експериментальний метод на 12% є більше точним, чим розрахунковий. Тобто розрахунково-експериментальний метод практично вдвічі точніший, ніж розрахунковий.

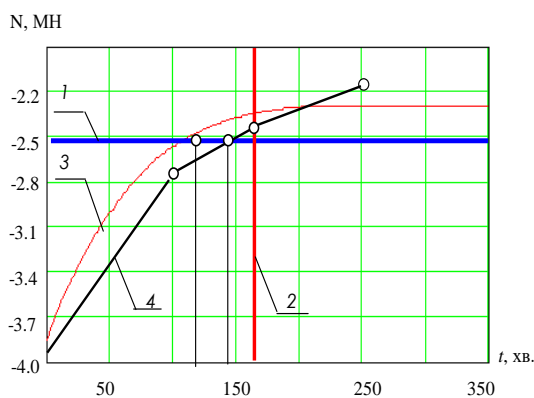


Рис. 1.9. Графік зміни несучої здатності залізобетонної колони 400x400 при нагріванні по стандартній кривій пожежі: 1 – нормативне навантаження; 2 – межа вогнестійкості, отримана за допомогою натурних вогневих випробувань; 3 – зміна несучої здатності, отримана розрахунковим методом; 4 – зміна несучої здатності, отримана розрахунково-експериментальним методом.

Отже, можна зробити висновок, що при обмежених фінансових та матеріальних можливостях та враховуючи нові розробки в галузі визначення вогнестійкості залізобетонних стиснутих конструкцій перевагу слід надати експериментально-розрахунковому методу. Проте, необхідно встановити адекватність та коректність між великими та малими зразками.

1.5 Особливості впливу кліматичних факторів на властивості бетону залізобетонних колон

Після розпаду Радянського Союзу, в Україні призупинено велику кількість будівництв і з'явилися так звані довгобуди. Залізобетонні конструкції, зокрема колони, таких об'єктів зазнають впливу кліматичних факторів (змінення температури, атмосферні опади, сонячна радіація тощо), що призводить до змінення їх функціональних властивостей [80]. Бетон складний композиційний матеріал, що зумовлює складні процеси корозії в результаті впливу кліматичних факторів. Склад і властивості залізобетону вивчені і відомі [16, 17, 81–82]. Фрагменти структури розчинної частини

бетону подані на рис. 1.9. Хімічний склад основних структурних утворень та фаз бетону [16, 17, 81] подані у таблиці 1.4.

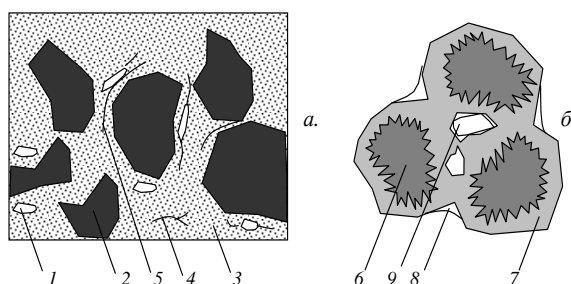


Рис. 1.10. Фрагменти структури розчинної частини бетону: *а* – макроструктура; *б* – мікроструктура; 1 – повітряні порожнини; 2 – мілкий заповнювач; 3 – цементуюча речовина; 4, 5 – усадочні тріщини у цементуючій рідині та контактні зони; 6 – непрогідратоване цементне ядро; 7 – новоутворення; 8 – поверхнева волога; 9 – структурна пора.

Газоподібне середовище в містах – це атмосферне повітря, забруднене домішками різних газів, головним чином двоокису вуглецю CO_2 , сірчастого газу SO_2 , хлористого водню й хлору. Гази й тверді хімічні речовини агресивно впливають на бетон тільки в присутності води, що утворюють розчини різної концентрації проникають у пори бетону й викликають його корозію. З перших днів експлуатації залізобетонні конструкції, зазнають впливу кліматичних факторів поступово починають втрачати свої механічні властивості. Цей процес буде мати різну швидкість, в залежності від багатьох чинників, зокрема географічного розміщення конструкцій.

Класифікація та дослідження корозії капілярно-пористих цементних матеріалів широко представлені в роботах [80, 83–92]. Корозія залізобетону – це комплексний процес, який складається з корозії бетону та корозії арматури. Корозія бетону та корозії арматури мають різну природу та характер розвитку, проте являються взаємозв'язаними, тобто можуть викликати корозію і руйнацію один одного. Корозію залізобетону можуть спричинити різні види природного впливу. Характер руйнування при цьому

буде різний. В роботі [89, 90] автор всі фізико-хімічні процеси, які визначають корозійне руйнування бетону, поділив на 3 основних види.

Таблиця 1.4

Хімічний склад основних структурних утворень та фаз бетону

Структура бетону	Речовина	Розмірструктурнихелементів
крупний заповнювач	щебінь, (граніт)	5...70 мм
мілкий заповнювач	пісок	1...3 мм
непрогідратоване цементне ядро	портландцементний клінкер	0,1...10мкм
прогідратований портландцемент після затвердіння (новоутворення)	прогідратований портландцементний клінкер	0,1...10мкм
порожнини	пори	0,001..2 мм

До першого виду відносяться процеси, які пов'язані з дією на бетон води з малою жорсткістю та водних розчинів деяких солей. До другого виду відносяться процеси, які пов'язані з хімічною взаємодією між цементним каменем та агресивними реагентами, які призводять до утворення легко розчинних продуктів і які виносяться з бетону у зовнішнє середовище. До третього виду відносяться процеси, в результаті яких в порах та капілярах бетону відбувається накоплення кристалічних новоутворень. Вони тиснуть на стінки пор і руйнують цементний камінь.

Проте найбільш негативну дію на бетон спричиняє фізичні прояви кліматичних факторів, зокрема поперемінне заморожування та відтаювання [83, 84, 86]. Зі зниженням температури насиченого водою затверділого бетону вода, проникаючи в пори цементного каменю, замерзає аналогічно замерзанню в капілярах гірських порід і викликає розширення бетону. При повторному заморожуванні відбувається подальше розширення, так що повторні цикли заморожування й відтаювання мають кумулятивний ефект.

Поряд з корозією бетону, на якість та довговічність залізобетону впливає також корозія арматури. Характер, процес та наслідки корозії арматури розглянуто в роботах [85-87, 91].

В таблицю 1.5 зведемо основні види корозійного впливу кліматичних факторів на залізобетонні колон.

Таблиця 1.5

Корозійного впливу природного кліматичних факторів на властивості бетону

	Вид корозії	Характер руйнування	Вплив на механічні властивості	Вплив на ТФХ
Корозія бетону	Вилужування	Розчинення та вимивання складових елементів цементного каменю водами з малою тимчасовою твердістю	Слабкий вплив	Слабкий вплив
	Вимивання	Взаємодія між цементним каменем та агресивними реагентами призводить до утворення легко розчинних продуктів, які виносяться з бетону у зовнішнє середовище в результаті дифузії, фільтрації, або атмосферних речовин	Слабкий вплив	Слабкий вплив
	Накопичення кристалічних новоутворень	Хімічні процеси призводять до утворення та накопичення новоутворень в порах та капілярах бетону	Слабкий вплив	Слабкий вплив
	Поперемінне заморожування та відтаювання	Вода, якою насичений бетон під дією мінусових температур замерзає, викликаючи розширення бетону. При повторному заморожуванні відбувається подальше розширення та руйнування бетону	Сильний вплив	Сильний вплив
	Внутрішня корозія	Реакційна здатність компонентів бетону призводить до хімічної реакції між цементним каменем та заповнювачем, яка руйнує бетон	Слабкий вплив	Слабкий вплив

Методики пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону не існує, хоча існують подібні методики для інших матеріалів [92-96]. Сутність всіх існуючих методик полягає в інтенсифікації річної кількості кліматичних факторів заданого регіону в спеціальній (кліматичній) камері. Тому для

розробки методики пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону можливо використати принципи, які закладено в існуючі методики. Вимоги до кліматичних камер та зразків викладені в [95]. Кліматичні особливості регіону вибираються згідно з [97]. До кліматичних факторів, які моделюються відносяться: температура, вологість, склад навколишнього повітря, сонячне випромінювання, атмосферний тиск та інше.

Отже, можна зробити висновок, що зі збільшенням тривалості впливу кліматичних факторів корозійна руйнація бетону буде зростати. Найбільший вплив на міцнісні властивості бетону чинить поперемінне заморожування та відтаювання та інші фізичні прояви кліматичних факторів. Тому для розробки методики пришвидженої дії кліматичних факторів для бетону необхідно моделювання саме цих видів впливу.

1.6 Висновки, ідея, мета і задачі досліджень

Із проведеного аналізу літературних джерел встановлено, що вплив кліматичних факторів на змінення межі вогнестійкості залізобетонних колон досліджено не достатньо. Врахування закономірностей впливу кліматичних факторів на змінення вогнестійкості залізобетонних колон недобудованих будівель, призведе до уникнення помилок при відновленні їх будівництва.

Найбільш ефективним методом для оцінки вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів є розрахунково-експериментальний метод, який є сукупністю експериментальних та розрахункових процедур, які дозволяють з заданою точністю визначити шукану характеристику. Визначення вогнестійкості залізобетонних колон за допомогою розрахунково-експериментального методу, базується на методиках визначення теплофізичних та міцнісних характеристик за даними експериментальних досліджень. При цьому прості методики визначення цих характеристик відсутні.

Для проведення експериментальних досліджень по визначенню шуканих характеристик найоптимальніше використовувати стандартний температурний режим, через його універсальність.

Методики пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону не існує, хоча існують подібні методики для інших матеріалів. Сутність всіх існуючих методик заключається в інтенсифікації річної кількості кліматичних факторів в кліматичній камері. Тому для розробки методики пришвидженої дії кліматичних факторів для бетону можливо використати принципи, які закладено в існуючі методики.

Ідея роботи полягає в урахуванні під час відновлення будівництва об'єктів – довгобудів впливу кліматичних факторів на вогнестійкість їх залізобетонних колон.

У зв'язку з вищевказаним можна сформулювати мету дисертаційної роботи - розкриття закономірностей змінення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

Для досягнення поставленої мети необхідно було вирішити такі задачі:

- провести аналіз стану питання вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, а також методик її оцінювання;
- розробити методику пришвидженої дії кліматичних факторів для бетону та методику дослідження впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон;
- провести дослідження з виявлення особливостей впливу кліматичних факторів на теплофізичні та міцнісні характеристики бетону;
- виявити залежності значень межі вогнестійкості залізобетонних колон від тривалості впливу на них кліматичних факторів;
- перевірити достовірність експериментальних та розрахункових результатів;
- розробити та апробувати методичні рекомендації щодо визначення значень межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

РОЗДІЛ 2

ОБЛАДНАННЯ ТА МЕТОДИКИ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Експериментальне обладнання

Експериментальне обладнання включає в себе: сушильну шафу СНОЛ 3,5.35. 3,5/3М; сушильну шафу СЭШ-3М; розривну машина Р-10; установку, зібрану на базі муфельної печі та випробувального преса; установка, зібрану для визначення теплофізичних характеристик (ТФХ) зразків; кліматотермокамера ТВV-1000.

2.1.1 Обладнання та матеріали для виготовлення зразків

Для проведення випробувань бетонних зразків була вибрана залізобетонна колона перерізом (0,3×0,3) м та довжиною 3,5 м, виготовленої з важкого бетону В30 та гранітного заповнювача, з повздовжньою арматурою діаметром 20 мм зі сталі А400 та поперечною арматурою діаметром 8 мм зі сталі А240 (густина бетону складає 2300 кг/м³).

Для виготовлення зразків, які відповідають бетону колони, що досліджується, використовувались матеріали, що відповідають важкому бетону на гранітному щебені: портландцемент марки "500"; кварцовий річковий пісок фракції 1 мм; щебінь гранітний фракцій від 5-10 мм до 45-50 мм; вода водопровідна.

Матеріали зважувались з використанням вагів побутових. Формування зразків здійснювалося за допомогою спеціальних форм розміром 300×300 мм з висотою 250 мм та форм розміром 75×75 мм з висотою 250 мм.

Сушіння зразків проводилось в сушильних шафах СНОЛ 3,5.35. 3,5/3М (потужність 2,5 кВт); СЭШ-3М (потужність 1,2 кВт). Контроль температури здійснювався за допомогою хромель-алюмелевих термопар ТХА-VIII.

2.1.2 Обладнання для проведення процедури пришвидшеної дії кліматичних факторів

Для отримання зразків бетону з різною тривалістю дії кліматичних факторів використано кліматичну камеру тепла та вологи TBV-1000 (див. рис. 2.1), яка забезпечують інтенсивну дію кліматичних факторів.



Рис. 2.1. Кліматична камера TBV-1000.

Камера TBV-1000 має такі характеристики:

- | | |
|--|--|
| • корисний об'єм, м ³ | 1.00 |
| • габаритні розміри корисного об'єму, мм | 965x1030x990 |
| • діапазон температур, оС | -70 - +120 |
| • допустиме відхилення температури, оС | ±0,5 - ±1,0 |
| • знижений тиск, Па (мм рт.ст.) | до 1,33·10 ² (до 1,0) |
| • допустиме відхилення зниженого тиску, Па (мм рт.ст.) | ±0,67·10 ² - ±1,33·10 ³ (±0,5 - ±10,0) |
| • габаритні розміри камери, мм | 1670x1880x1970 |
| • споживча потужність | 10,0 кВт |

2.1.3 Обладнання для досліджень теплофізичних характеристик зразків

Для дослідження впливу кліматичних факторів на теплофізичні характеристики бетону використано таке обладнання: бетонні зразки розміром 300×300×250 мм; Розроблена установка з визначення ТФХ зразків бетону зображена на рис. 2.2; хромель-алюмелеві термопари ТХА-VIII у комплекті із градуйованими омметрами; паяльна лампа (пальник).



Рис. 2.2. Камера установки для визначення ТФХ бетону.

Установка для визначення ТФХ представляє собою камеру зі сталевому корпусу з розмірами 500×500×500 мм. З тильної сторони камера має отвір діаметром 60 мм для встановлення сопла паяльника. З середини для мінімізації втрати теплоти камера захищена шаром негорючою ізоляцією «Conlit 150» фірми «Rockwool» товщиною 100 мм, яка дозволяє захищати металеві конструкції від дії високих температур до 3-х годин.

2.2 Методика виготовлення та формування бетонних зразків для випробування

Дослідження впливу кліматичних факторів на теплофізичні та міцнісні характеристики залізобетонної колони проводили на бетонних зразках. Як модельні використано 2 види зразків. Перший вид – зразки, розміром

300мм×300мм×250 мм, які застосовано для дослідження впливу кліматичних факторів на ТФХ бетону (рис. 2.3). Другий вид – зразки, розміром 75мм×75мм×250мм, для дослідження впливу кліматичних факторів на міцнісні характеристики бетону (рис. 2.4).

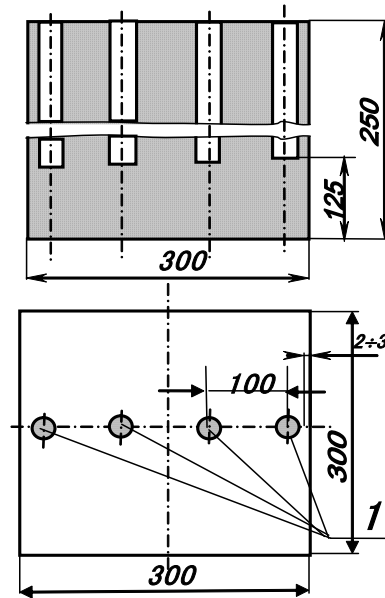


Рис. 2.3. Схема зображення зразків для дослідження впливу кліматичних факторів на теплофізичні характеристики бетону (1 – місця установки термопар).

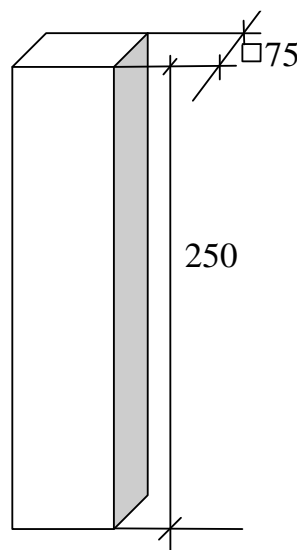


Рис. 2.4. Схема зображення зразків для дослідження впливу кліматичних факторів на міцнісні характеристики бетону.

Склад виготовлених зразків відповідає важкому бетону на гранітному заповнювачі з якого зроблена залізобетонна колона (що досліджується паралельно), що є найпоширенішим при виготовлення залізобетонних колон, монолітно-каркасних споруд [16-17, 81, 82, 98]. Склад зразків у пропорціях по масі сухих матеріалів на 1 м³ був наступним: портландцемент марки "500" – 460 кг ± 10 кг; пісок кварцовий річкової – 660 кг ± 10 кг; щебені гранітний – 1150 кг ± 10 кг; вода водопровідна.

Формування зразків для дослідження впливу кліматичних факторів на теплофізичні характеристики бетону відбувалося за допомогою форм розміром 300×300×250 мм. При виготовленні зразків передбачалися глухі поздовжні отвори для термопар на поверхні, що обігрівається, на відстані 100 мм та 200 мм від поверхні, що обігрівається та на поверхні, що не обігрівається, таким чином, щоб шар бетону між поверхнею термопари і повітрям становив 2-3 мм для усунення впливу різниці сприйняття теплового випромінювання поверхнями зразка й термопари. Після формування, зразки піддавалися операції штикування для ущільнення структури бетону. Твердіння відбувалося на повітрі протягом 28 доби. Після чого зразки піддавалися сушінню в сушильній шафі СНОЛ 3,5.35. 3,5/3М на протязі 3 годин при температурі 110°C.

Для проведення експерименту в зразки 1 встановлювали термопари 2, як показано на рис. 2.3 після чого вільний простір в отворі цементували.

Склад зразків для дослідження впливу кліматичних факторів міцнісні характеристики бетону був аналогічний складу першої групи зразків. Формування зразків відбувалося за допомогою форм розміром 250×75×75 мм (партія 400 шт.). Після формування, зразки піддавалися операції штикування. Твердіння відбувалося на повітрі протягом 28 доби. Після зразки піддавалися сушінню в сушильній шафі СНОЛ 3,5.35. 3,5/3М на протязі 3 годин при температурі 110°.

Для проведення процедури пришвидшеної дії кліматичних факторів, бетонні зразки, які досліджуються на вплив цих факторів на міцнісні

характеристики (рис. 2.4), збирали в єдиний зразок розміром 300мм×300мм×250мм (рис. 2.5). Це було зроблено для того, щоб отримані зразки відповідали різним шарам бетону залізобетонної колони, яка знаходилась під впливом кліматичних факторів та дало змогу провести подальші дослідження за допомогою наявного обладнання та методик.

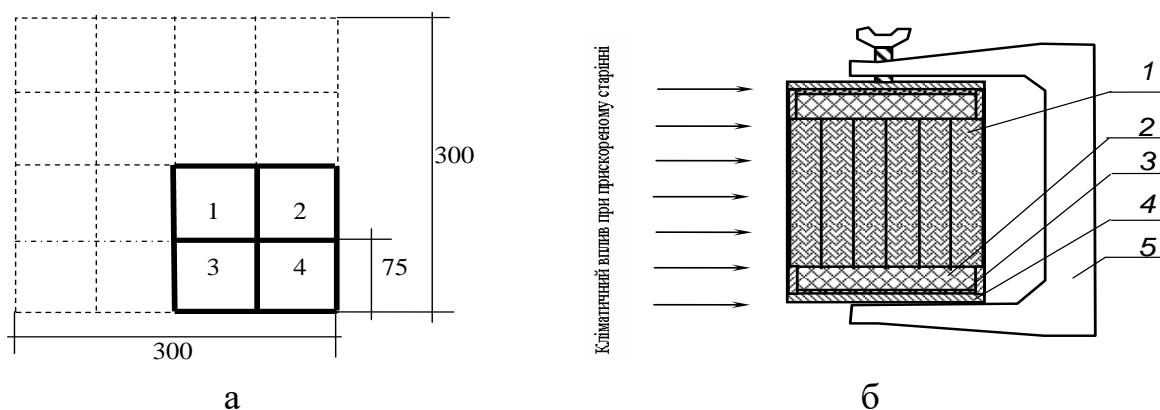


Рис. 2.5. Схема зібраного зразка для проведення процедури пришвидшеної дії кліматичних факторів: 1 – бетон, що піддається штучному старінню у вигляді призм, набраних в єдиний зразок; 2 – теплоізоляційний матеріал; 3– гідроізоляція; 4 – металева оправа, 5 – трубочина.

2.3 Методика пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону

Для отримання зразків бетону з різною тривалістю дії кліматичних факторів розроблено методику пришвидженої дії цих факторів, використовуючи існуючі методики для інших матеріалів [94]. Розроблена методика реалізується в кліматичній камері тепла та вологи TBV-1000. Ця камера здатна моделювати кліматичні фактори (сонячна радіація, кількість опадів, мінімальна річна температура, кількість переходів температури через 00С тощо), які відповідають заданому кліматичному району. В нашому дослідженні - це північно-західний кліматичний район [97], найбільш характерний для України. За один проведений цикл в камері пришвидшуються дія кліматичні факторів, що відповідають їх річній кількості, яка для кліматичних районів України визначається у відповідності

із ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Будівельна кліматологія". Тобто, один проведений цикл пришвидшеної дії кліматичних факторів на бетонні зразки, замінює 1 рік їх знаходження в природному середовищі.

Для дослідження впливу кліматичних факторів на теплофізичні та міцнісні характеристики бетону використано бетонні зразки, які пройшли 5, 10, 15 та 20 циклів пришвидшеної дії кліматичних факторів.

За [97] встановлено, що північно-західний кліматичний район, має такі характерні особливості клімату: абсолютний мінімум температур – (-32)оС; абсолютний максимум температур - 39 оС; річний мінімум температур – (-31) оС – (-26) оС; річний максимум температур - 37 оС - 33 оС; сума днів з переходом температури через 0 оС за рік – 66,7 діб; енергетична експозиція прямого S та сумарного Q сонячного випромінювання та баланс сонячного випромінювання B за рік – S=3833,9 МДж/м², Q=4143,9 МДж/м², B=1688,6 МДж/м²; середньорічна кількість атмосферних опадів – 610 мм(із них твердих – 14%, рідких – 71%, змішаних – 15%); кількість днів за рік зі сніжним покривом – 102 доби.

Таблиця 2.1

Час витримки зразків при температурному режимі «замороження-розмороження»

№ п/п	Час витримки зразка, год.	Маса зразка, кг
1.	2	менше 2
2.	3	2-10
3.	4	10-20
4.	6	20-50
5.	8	50-100
6.	10	100-300

Розроблена методика пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону реалізується за наступним циклом:

а) опромінення зразків протягом 360 год. ксеноновою лампою потужністю 6 кВт при температурі «чорної панелі» 50-55оС з періодичним замочуванням зразків на протязі 2 год. через кожні 22 год.

б) замочування зразків при температурі (18-+2) оС у воді на 96 год. (зразки занурюють на 1/3 у воду на 24 год., на 2/3 також на 24 години та занурюють повністю, таким чином щоб рівень води був вище верхньої грані не менше чим на 20 см. на 48 годин).

в) заморожування зразків до температури -31 оС (річний мінімум для кліматичного району) та їх відтаювання при температурі (18-+2) оС за методикою викладеною в [99,100];

г) 67 переходів через 0 оС (сума днів з переходом температури через 0 оС за рік для даного кліматичного району) по наступному температурному режиму одного переходу: витримка зразка при температурі +10 оС та перехід до температури -10 оС і витримка такий же час. Час витримки вибирається з таблиці 2.1 [92].

Загальна тривалість циклу складає 31 добу.

За необхідністю методика може бути адаптована для будь-якого кліматичного регіону.

2.4 Методика досліджень теплофізичних властивостей бетону

Для визначення теплофізичних характеристик (коефіцієнта теплопровідності та питомої теплоємності) використовуються дані, отримані при нагріванні прямокутних зразків розміром 300×300 мм і висотою 250 мм в установці, що зображена на рис. 2.3. Положення термопар дозволяє знімати показання температури з поверхневих внутрішніх шарів зразка. Зразок встановлюється до вихідного отвору експериментальної установки (рис. 2.3). При нагріванні зразків в камері експериментальної установки використовувався режим, що відповідає режиму «стандартної» пожежі. Режим нагрівання простору камери визначався за допомогою термопар, встановленої в камері. Показання термопар відповідно до [4, 10] знімалися із градуйованого комбінованого вимірювального приладу через кожну 1 хвилину. Отримані показання температури дозволять визначити коефіцієнт

теплопровідності й теплоємність за допомогою розв'язку оберненої задачі теплопровідності.

Випробування зразків для визначення ТФХ проводились за схемою показаною на рис. 2.6.

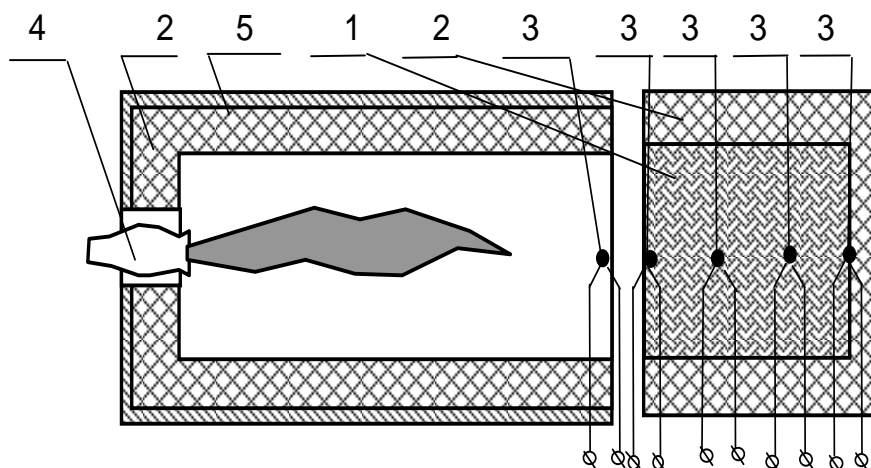


Рис. 2.6. Схема установки для визначення ТФХ штучно зістареного бетону: 1 – бетонний зразок для визначення ТФХ; 2 – теплоізоляційний матеріал; 3 – термодари та місця їх розміщення; 4 – пальник; 5 – сталевий корпус.

2.5 Методика досліджень міцнісних характеристик бетону

Перед проведенням температурно-силових випробувань та визначення міцнісних характеристик бетону, проводяться попередні випробування цих же зразків (рис. 2.4) для визначення призмової міцності бетону [16, 17, 81].

Попередні випробування при короткострокових навантаженнях здійснювалися на гідравлічній розривній машині Р-10 з автоматичною побудовою діаграми «навантаження-переміщення». По цій діаграмі визначалася призмована міцність і початковий модуль Юнга. Параметри визначалися усередненням результатів випробувань 3-х зразків.

Для проведення основних, температурно-силових досліджень, бетонних зразків при їхньому нагріванні під навантаженням використано

таке обладнання: бетонні зразки розміром 75×75 довжиною 250 мм; установка для випробування, що складається з муфельної печі (потужність 2,5 кВт) і гідравлічного пресу, азбестова тканина для зменшення тертя між губками преса й зразками; хромель-алюмелеві термопари ТХА-VIII у комплекті із градуйованими омметрами; пристрій керування температурою Протерм -100; стрілочний індикатор; керамічний стрижень довжиною 350 мм. Схема установки наведена на рис. 2.7.

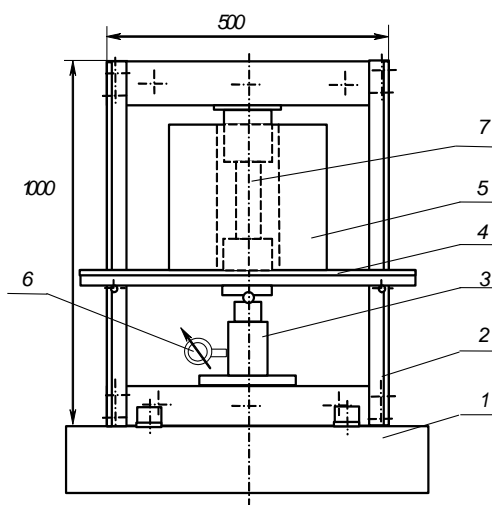


Рис.2.7. Схема установки для комбінованих випробувань: 1 – фундамент; 2 – опорна рама; 3 – гідравлічний домкрат; 4 – система закріплення муфельної печі; 5 – муфельна піч; 6 – манометр; 7 – зразок для випробувань.

Муфельна піч виготовлена у вигляді труби з муфелем зі сталі Ст. 3 для рівномірного нагрівання зразка. Параметри печі зібрані в таблиці 2.2.

Прес призначений для створення постійного стискаючого навантаження, що моделює відповідне навантаження на елемент у залізобетонній колоні. Для такого найбільше всього підходить прес гідравлічної дії, де навантаження здійснюється за допомогою гідроциліндра. Величина навантаження визначається по показниках манометра, що контролює тиск у робочій камері гідроциліндра.

Вільне розширення зразка досліджували за допомогою керамічного стрижня, переміщення якого кінематично пов'язано з переміщенням зразка.

Нагрів здійснювався в муфельній печі зі швидкістю 5 0С/хв., яка відповідає середній швидкості прогріву арматурного шару. Дані, які знімалися при проведенні експерименту являються показання динамометру зв'язаного з гідравлічним домкратом під час нагріву. За результатами експериментальних досліджень в 4 розділі визначено коефіцієнти зниження міцності бетону в залежності від тривалості впливу кліматичних факторів.

Таблиця 2.2

Параметри муфельної печі установки

Параметр	Од. вимір.	Величина
Потужність –	кВт	2,5
Максимальна температура нагрівання простору камери	°С	900
Обсяг робочої камери –	см ³	350
Діаметр перетину камери –	мм	150
Габаритні розміри:		
діаметр -	мм	600
довжина -	мм	350
Максимальна швидкість нагрівання камери	°С/хв	19

2.6 Висновки

1. Розроблено методику пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону. За цією методикою отримано зразки, після 5, 10, 15 та 20 років впливу кліматичних факторів.

2. Розроблено установку з визначення ТФХ зразків бетону при стандартному температурному режимі їх нагрівання. З використанням цієї установки проведено температурні випробування дослідних зразків бетону.

3. Запропоновано удосконалені методики визначення теплофізичних та міцнісних характеристик зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів для визначення питомої теплоємності, коефіцієнту теплопровідності та зниження міцності дослідних зразків.

РОЗДІЛ 3

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ НА ТЕПЛОФІЗИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОЛОНИ

3.1 Результати температурних випробувань зразків колони, яка зазнала впливу природних кліматичних факторів

Температурні випробування зразків залізобетонної колони (рис. 3.1, а) перерізом (0,3×0,3) м та довжиною 3,5 м, виготовленої з важкого бетону В30 та гранітного заповнювача, з повздовжньою арматурою діаметром 20 мм зі сталі А400 та поперечною арматурою діаметром 8 мм зі сталі А240 (густина бетону складає 2300 кг/м³), яка була піддана впливу природних кліматичних факторів більше 30 років, для визначення теплофізичних характеристик (ТФХ), а саме коефіцієнта теплопровідності та об'ємної теплоємності, було проведено за методикою описаною в п. 2.4 (див. рис. 3.1 б, рис. 2.6).



а



б

Рис. 3.1 а - зразки для проведення експериментальної частини дослідження, які були отримані із залізобетонної колони; б - проведення експерименту для визначення ТФХ бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів.

Для проведення експерименту було отримано 3 зразки висотою 250 мм (рис. 3.1, а).

Температурний режим нагріву зразків відповідав режиму «стандартної» пожежі. Температура в камері нагрівальної печі, на поверхні та в середині зразка контролювалась за допомогою термопар. За розробленою методикою було проведено випробування трьох зразків. За результатами дослідження отримані залежності температури від часу випробування, характерний вигляд яких показано на рис. 3.2.

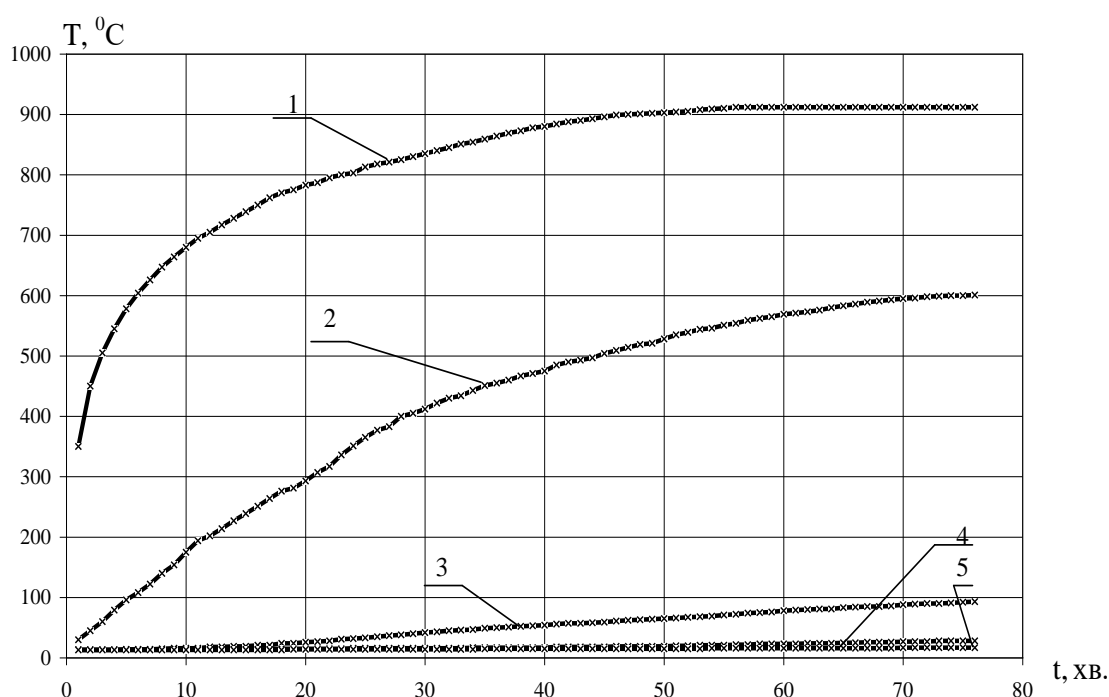
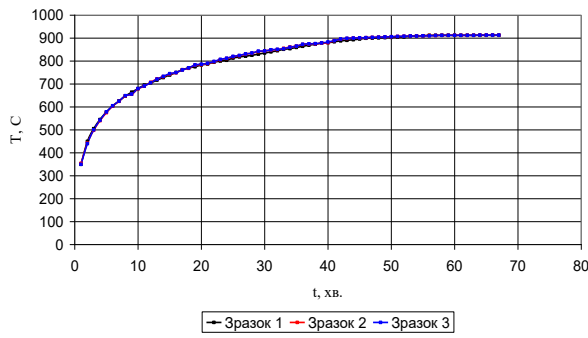


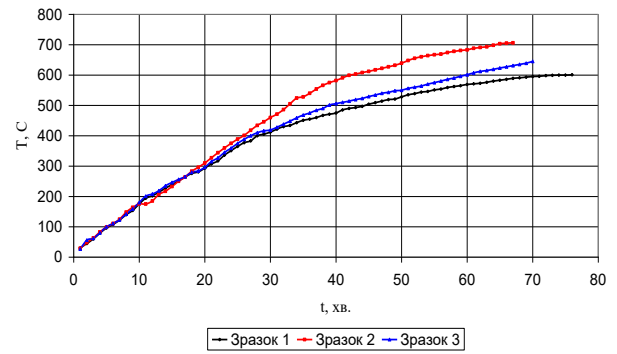
Рис. 3.2. Залежність температури прогріву зразків від тривалості теплового впливу в місцях розташування термопар (див. рис. 2.6).

Порівняння температурних залежностей для зразків показано рис. 3.3. З рисунку видно, що температурні криві мають високу збіжність.

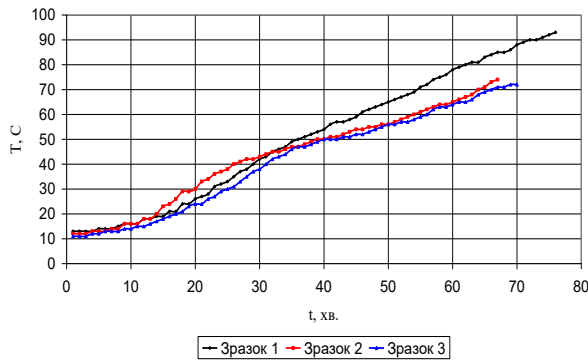
В подальшому значення ці температурні залежності використано для розв'язку оберненої задачі теплопровідності та ідентифікації ефективних значень ТФХ бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів.



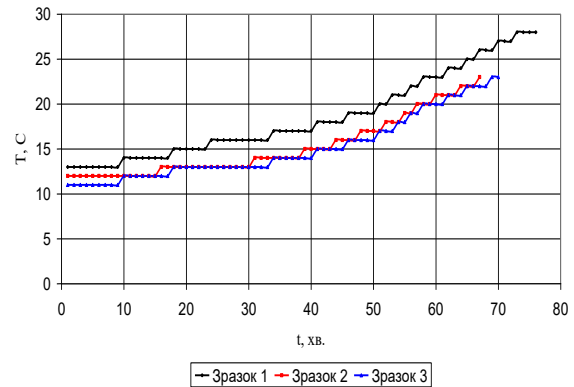
а



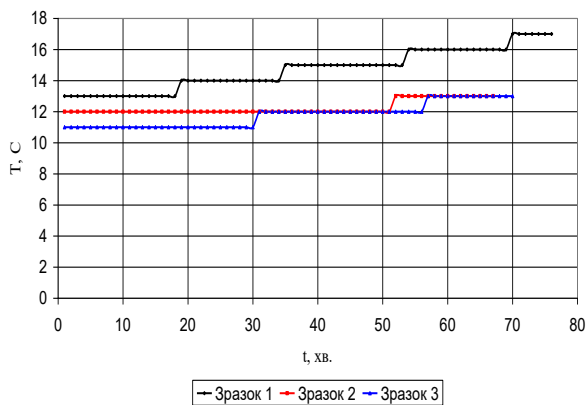
б



в



г



д

Рис. 3.3. Залежність температури прогріву бетонних зразків від тривалості вогняного впливу (а – в камері печі, б - на обігриваємій поверхні, в – на відстані 100 мм від поверхні, г - на відстані 200 мм від поверхні, д - на необігриваємій поверхні).

3.2 Результати температурних випробувань зразків бетону, які були піддані процедурі пришвидшеної дії кліматичних факторів

Для проведення процедури пришвидшеної дії кліматичних факторів в камерах ТВV 1000 та ИС-11, було використано методику описану в п. 2.3.

Для дослідження впливу кліматичних факторів на характеристики бетону використано бетонні зразки, які пройшли 5, 10, 15 та 20 циклів пришвидшеної дії кліматичних факторів.

Методика дослідження теплофізичних властивостей зразків бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів описана в п. 2.4. Температура в камері печі контролювалась термомпарами та відповідала кривій «стандартної» пожежі.

Бетонні зразки при вогневих випробуваннях були ізольовані негорючою ізоляцією, крім тієї сторони, що піддавалась нагріванню. Показання хромель-алюмелевих термодпар у відповідності з [4, 10] знімалися з градуйованого комбінованого вимірювального пристрою через кожну хвилину. Термодпари було встановлено на поверхні та в центрі кожного зразка, що досліджувався. За результатами дослідження отримані залежності температури від часу випробування, які показано на рис. 3.4.

З рисунку 3.4 видно, що зразки бетону, які зазнали кліматичного впливу, прогріваються швидше зразків, які не зазнавали цього впливу, при цьому швидкість прогріву залежить від тривалості впливу кліматичних факторів.

Порівняння експериментально знайдених кривих розподілу температури в зразках, що досліджуються та нормативних значень температур [8, 9] свідчить про те, що в результаті фізико-хімічного впливу кліматичних факторів в бетоні залізобетонних колон відбуваються незворотні зміни, що впливають на його ТФХ та вогнестійкість. Також, результати отримані при дослідженні зразків бетону, які пройшли процедуру пришвидшеної дії кліматичних факторів та їх порівняння зі зразками, які знаходилися в природному середовищі показують, що нам вдалося достатньо точно відтворити більшість факторів, які впливають на властивості бетону і тому розроблена нами методика пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону, може бути використана для проведення досліджень бетонних зразків в майбутньому.

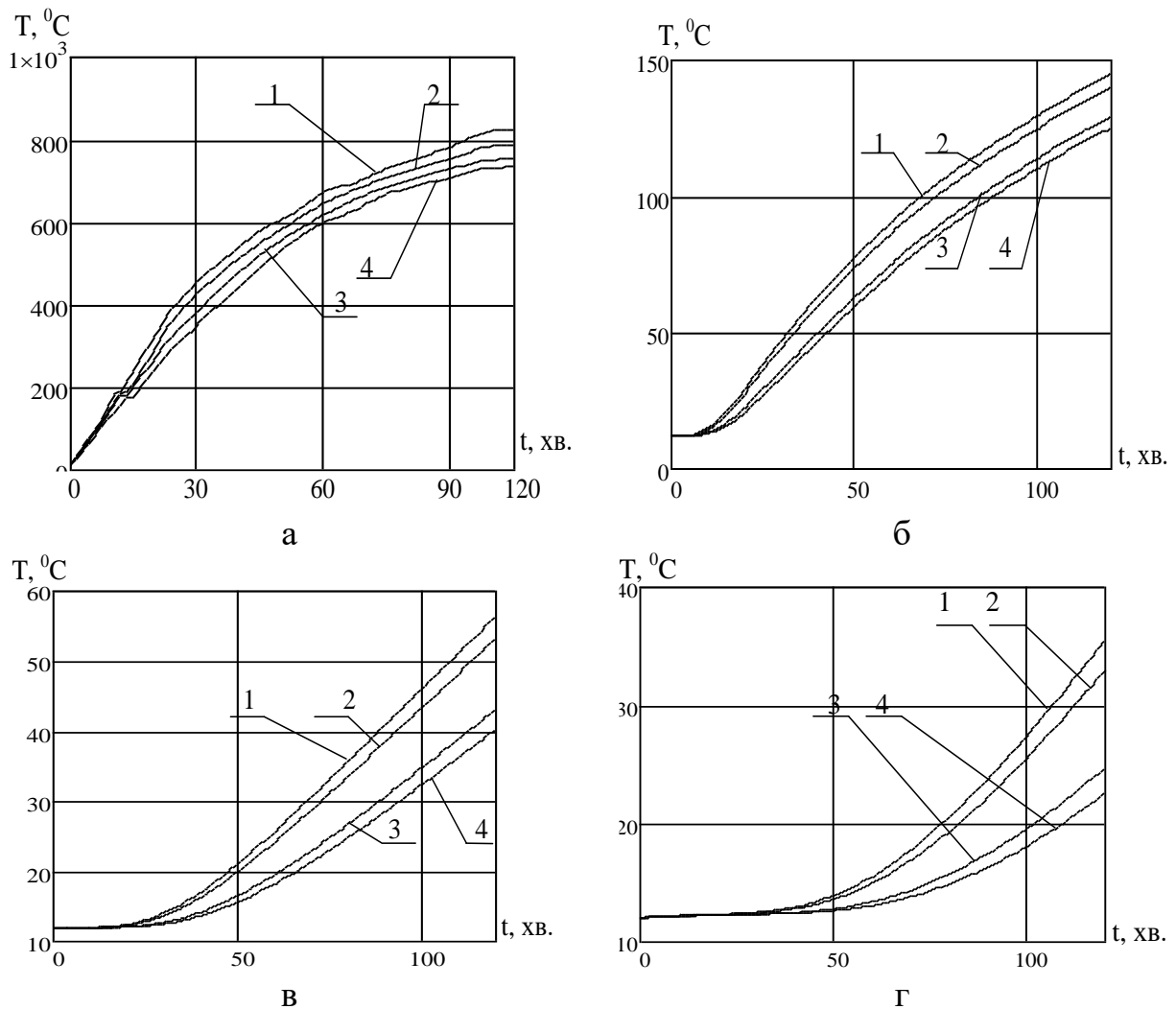


Рис. 3.4. Залежність температури прогріву бетонних зразків від тривалості вогняного впливу: 1, 2, 3, 4 – після 5, 10, 15 та 20 років впливу кліматичних факторів (а - на поверхні, що обігрівається, б – на відстані 100 мм від поверхні, що обігрівається, в - на відстані 200 мм від поверхні, що обігрівається, г - на поверхні, що не обігрівається).

3.3 Визначення теплофізичних характеристик бетону залізобетонної колони, яка зазнала впливу природних кліматичних факторів

Для розрахунку ТФХ бетону залізобетонної колони, необхідно розв`язати обернену задачу теплопровідності (ОЗТ), опираючись на дані отримані в результаті експериментальних досліджень щодо розподілу температур у перерізі колони в результаті температурного впливу.

Згідно [103] всі відомі методи рішення ОЗТ можна поділити на дві групи методів – прямі та екстремальні. Згідно останніх підходів з розв'язку ОЗТ [70, 71, 104-106] нас найбільше влаштовує екстремальний метод, що дозволяє моделі теплопередачі та теплообміну та алгоритми їх числової реалізації розглядати окремо, як так звані «чорні ящики», що дозволить спростити розрахунок та підвисити їх ефективність. Даний метод має економічну числову реалізацію, не раз ефективно використовувався для рішення теплотехнічних задач, зв'язаний з пожежною теплофізикою [70, 108], та являється інваріантним до виду математичної моделі та фізичному смислу шуканих характеристик.

Для розв'язку ОЗТ використали програму FRIEND (FRee Identification for ENgineers and Designers) в якій реалізовано алгоритм екстремального розв'язку ОЗ, описану в [70], що дозволяє опираючись на отримані експериментальні данні знаходити теплофізичні характеристики як функції, що залежать від температури і одночасно одержувати розрахункові криві температур у точках розміщення термопар за допомогою. Процедура рішення оберненої задачі теплопровідності, яка використовується в програмі FRIEND, дозволяє використовувати результати декількох випробувань одночасно (в нашому випадку 3). Така особливість даної методики дозволяє різко підвищити стійкість і точність рішення оберненої задачі, що вирізняє її на фоні інших. Схема роботи програми FRIEND представлено на рис. 3.5.

В якості основи метода, використаного в програмі FRIEND, вибраний спеціальний ітераційний метод Ньютона-Гаусса [107] для оцінки параметрів нелінійних математичних моделей, в тому числі моделей процесів тепломасопереносу. Згідно [36], метод Ньютона-Гаусса є одним з найбільш ефективних за швидкістю збіжності та достатньо надійним методом першого порядку для нелінійного оцінювання параметрів моделі. По своїй суті він відноситься до групи екстремальних методів рішення ОЗТ, у відповідності з яким шукається такий вектор шуканих параметрів:

$$P = [P_1, P_2, \dots, P_i, \dots, P_n]. \quad (3.1)$$

Пошук вектора P відбувається за наступною ітераційною схемою:

$$P_{l+1} = P_l + \beta_l \cdot \Delta P_l, \quad (3.2)$$

де $l = 0, 1, \dots, L$ – номер ітерації;

β_l – довжина ітераційного кроку;

ΔP_l – приріст вектора шуканих параметрів на ітерації $l + 1$, яке визначається за допомогою рішення системи лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР).

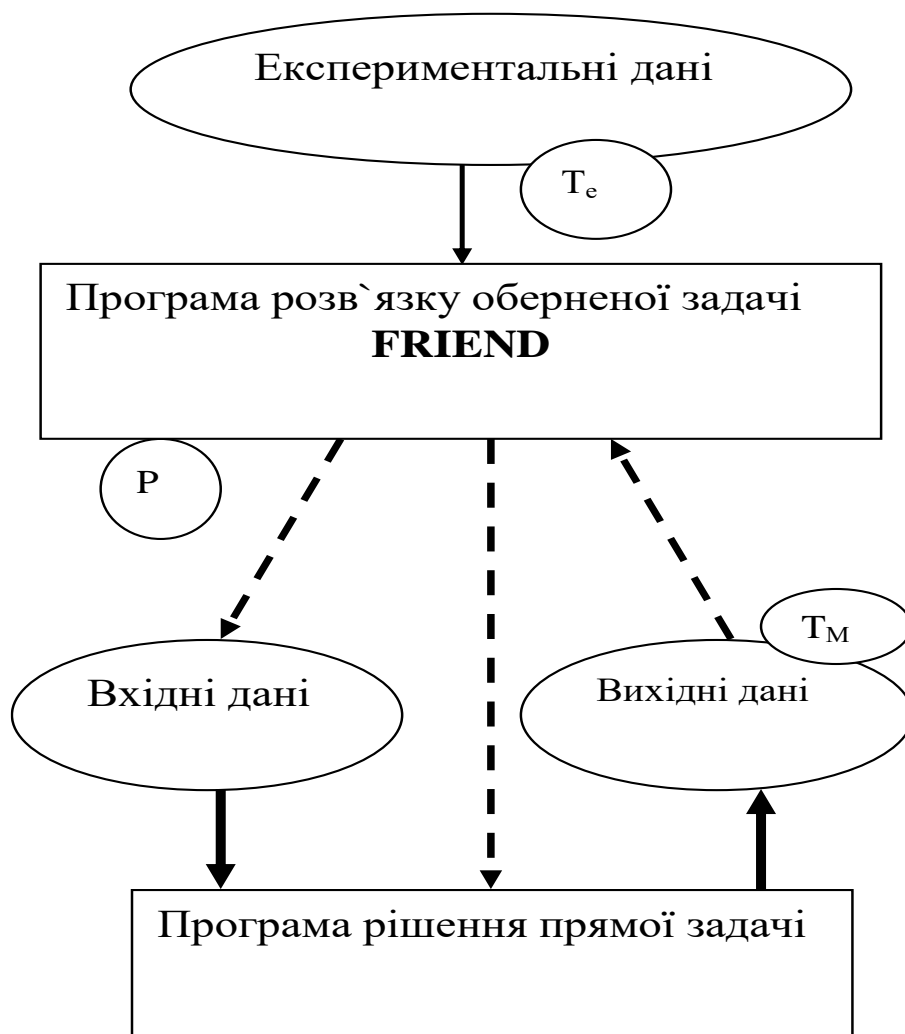


Рис 3.5 Схема взаємодії програми FRIEND розв'язку оберненої задачі теплообміну з програмою розв'язку прямих задач.

СЛАР для визначення ΔP^l має вид:

$$\begin{cases} Z_{1,1}^l \Delta P_1^l + \dots + Z_{1,i}^l \Delta P_i^l + \dots + Z_{1,n}^l \Delta P_n^l = T_{1\varepsilon} - T_{1M}^l \\ \dots\dots\dots \\ Z_{j,1}^l \Delta P_1^l + \dots + Z_{j,i}^l \Delta P_i^l + \dots + Z_{j,n}^l \Delta P_n^l = T_{j\varepsilon} - T_{jM}^l \\ \dots\dots\dots \\ Z_{m,i}^l \Delta P_1^l + \dots + Z_{m,i}^l \Delta P_i^l + \dots + Z_{m,n}^l \Delta P_n^l = T_{m\varepsilon} - T_{mM}^l \end{cases}, \quad (3.3)$$

де $Z_{j,i}^l$ – функція чутливості зміни температури в j -тій просторово-часовій точці виміру до зміни i -го параметру P_i^l вектора P ;

$T_{j,\varepsilon}$ – експериментальне значення температури, виміряне в даній просторово-часовій точці;

$T_{j,M}^l$ – значення температури, отримані за допомогою рішення прямої задачі теплопровідності (ПЗТ), визначені на попередній ітерації. Функції чутливості визначаються при «збудженні» одного з параметрів:

$$Z_{i,j} = \frac{\partial T_{jM}(P)}{\partial P_i} = \frac{T_{j,M}(P_1, \dots, P_i + \delta P_i, \dots, P_n) - T_{j,M}(P_1, \dots, P_i, \dots, P_n)}{\delta P_i}, \quad (3.4)$$

де $\delta P_i = 0.001 P_i$ – «збудження», що надається параметру [70, 101].

В результаті рішення ОЗТ було отримано значення коефіцієнту теплопровідності (див. рис. 3.6) та об'ємної теплоємності в залежності від температури.

Значення питомої теплоємності бетону зразків, що досліджуються склала 0,281 кДж/(кг·°C) незалежно від температури.

Критерієм правдоподібності температур найчастіше виступає середньоквадратичне відхилення між розрахунковими та

експериментальними значеннями температур. Порівняння експериментальної та розрахункової температур представлено на рис. 3.7. Середньоквадратичне відхилення в нашому випадку склало від 1 до 5 0С, що являється для нашої задачі задовільною умовою.

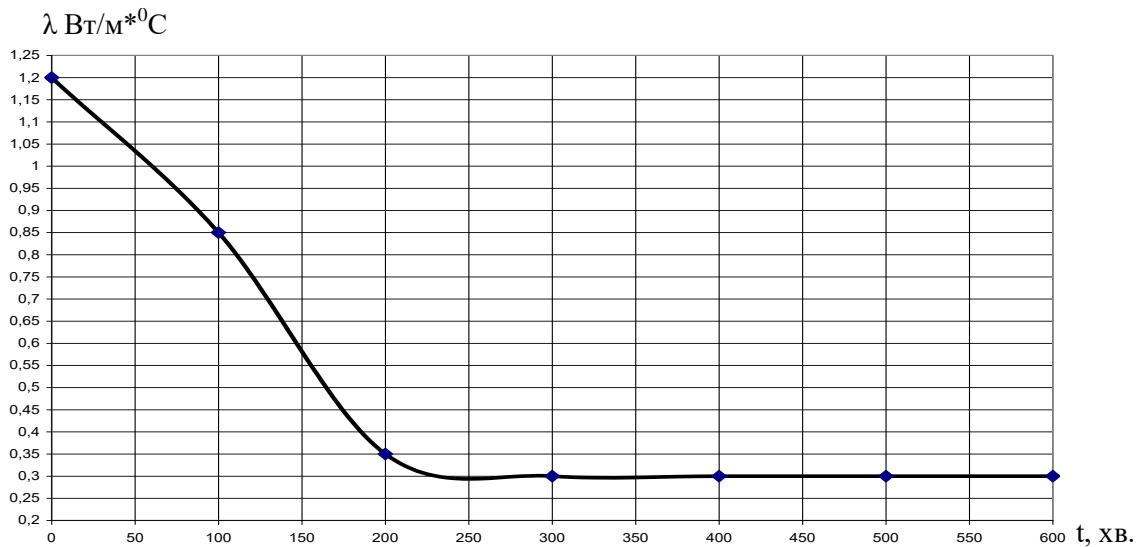


Рис 3.6 Залежність коефіцієнта теплопровідності від температури бетону зразків, що досліджуються.

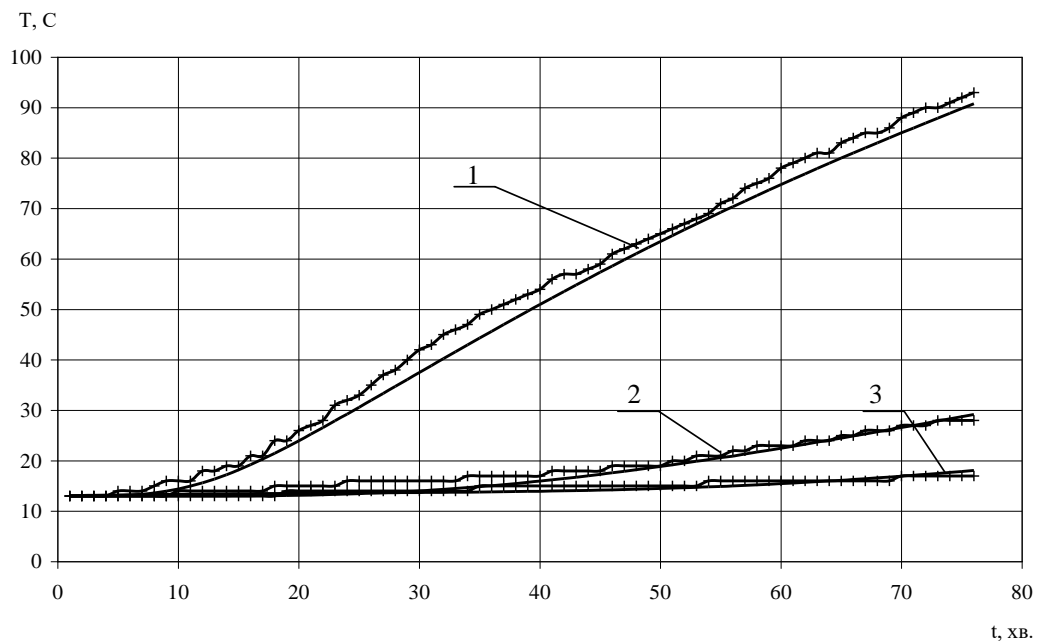


Рис. 3.7 Значення температур, що визначені експериментально та отримані в результаті розв'язку ОЗТ (1, 2, 3 – в місці розташування термопари 3, 4, 5 відповідно).

Отримані значення ТФХ бетону (рис. 3.6) порівняємо з нормативними значеннями [8, 9] (рис. 3.8, 3.9).

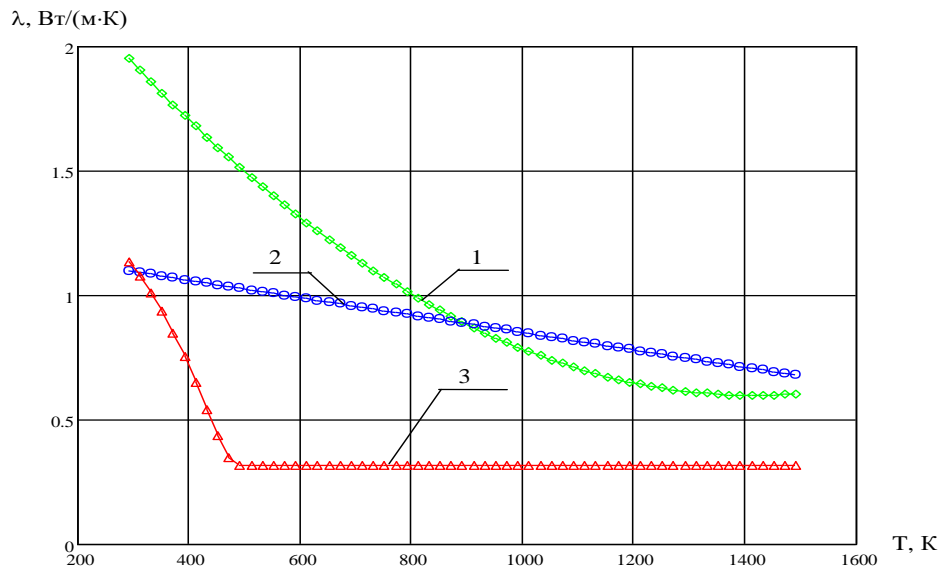


Рис. 3.8 Залежність коефіцієнту теплопровідності свіжого бетону (крива 1 – розрахована за даними викладеними в [8], 2 - розрахована за даними викладеними в [9]) та бетону, який зазнав впливу природних кліматичних факторів (крива 3), від температури.

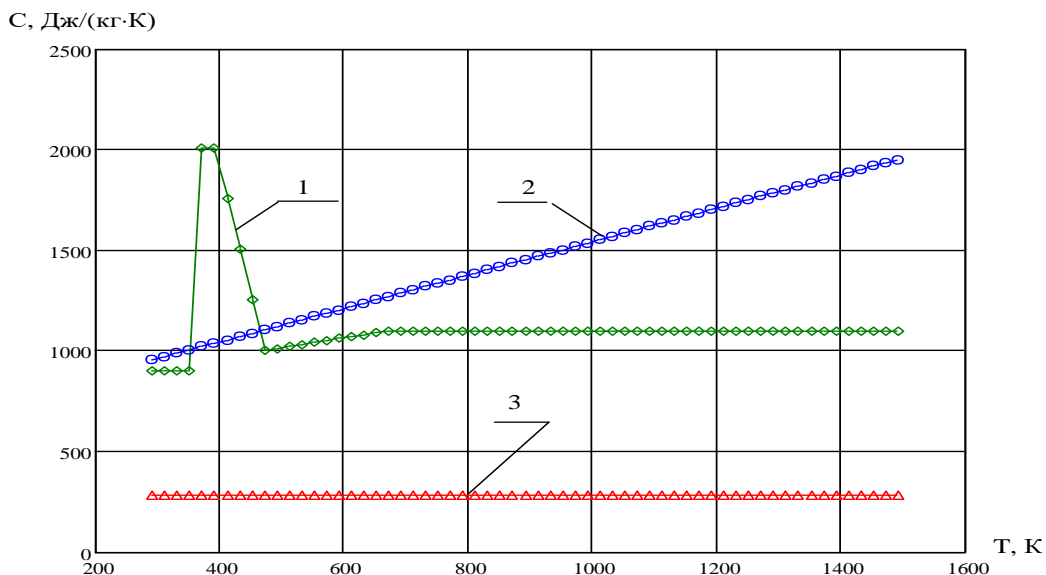


Рис. 3.9. Залежність питомої теплоємності свіжого бетону (крива 1 – розрахована за даними викладеними в [8], 2 - розрахована за даними викладеними в [9]) та бетону, який зазнав впливу природних кліматичних факторів (крива 3), від температури.

До сучасних розрахункових методик визначення вогнестійкості залізобетонних конструкцій відносяться методика, яка була розроблена у ВНДПО і використовується для розрахунків в нашій країні [9] та методика, яка використовується в Європейських країнах та викладена в Eurocode 2 [8].

Згідно методики ВНДПО коефіцієнт теплопровідності та теплоємність приймаються лінійними функціями та визначається згідно [9]. За Європейською методикою коефіцієнт теплопровідності і питома теплоємність не являються лінійними функціями та визначаються згідно [9] (рис. 1.4 та табл. 3.1).

Таблиця 3.1

Формули для визначення питомої теплоємності

Вираз для визначення теплоємності, Дж/кг·К	Температурний діапазон, 0С
$C(T) = 900$	$20 \leq T \leq 100$
$C(T) = 2020 + (T - 100)$	$100 \leq T \leq 200$
$C(T) = 1000 + \frac{(T - 200)}{2}$	$200 \leq T \leq 400$
$C(T) = 1000$	$400 \leq T \leq 1200$

3.4. Визначення теплофізичних характеристик зразків бетону, які були піддані процедурі пришвидшеної дії кліматичних факторів

Для визначення ТФХ зразків бетону, які були піддані процедурі пришвидшеної дії кліматичних факторів, необхідно розв'язати ОЗТ. Розв'язок ОЗТ здійснено за допомогою програми FRIEND, отримані результати наведено на рис. 3.10. При цих значеннях ТФХ, спостерігалася найбільша близькість розрахункових і експериментальних температур для зразків з різною тривалістю впливу кліматичних факторів. Значення критерію середньоквадратичного відхилення (1) не перевищувало 2 0С (рис. 3.11). Вологість бетону приймалась рівною 3%.

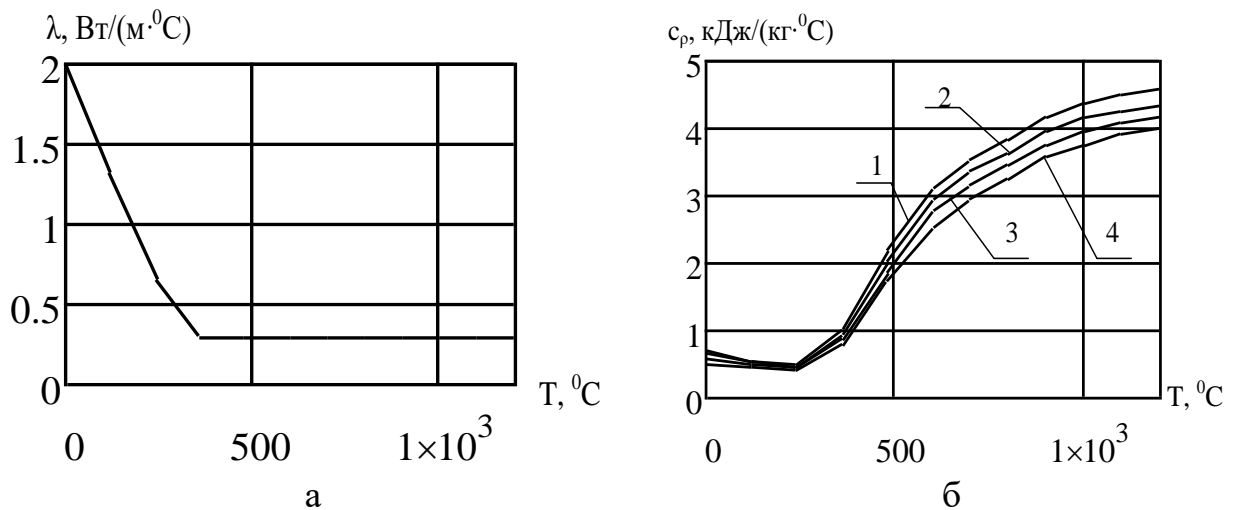


Рис. 3.10 Залежність ефективного коефіцієнту теплопровідності (а) та питомої теплоємності (б) зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів від температури, знайдені розв'язанням ОЗТ (1, 2, 3, 4 – після 5, 10, 15 та 20 років впливу цих факторів).

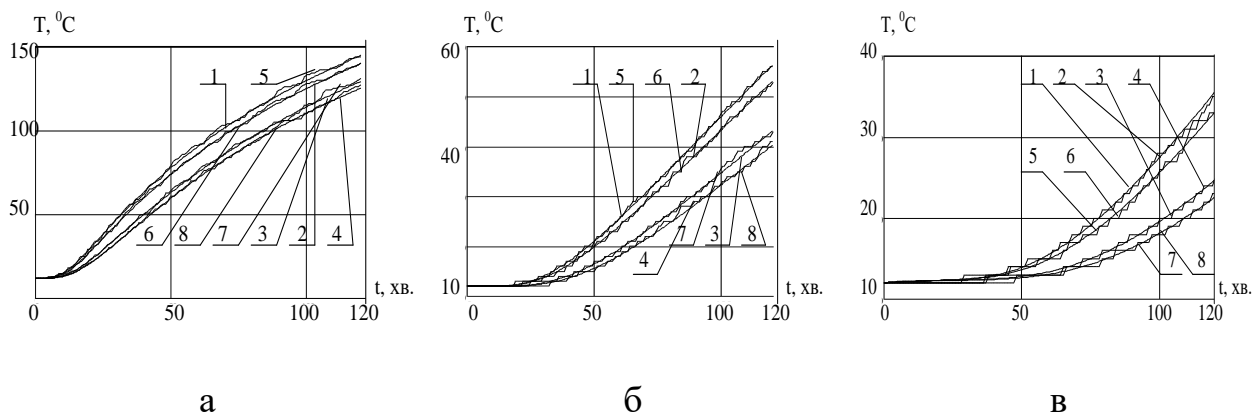


Рис. 3.11 Порівняння експериментально отриманих значень температур (криві 1, 3, 5, 7) та значень температур отриманих в результаті розв'язку прямої задачі теплопровідності (криві 2, 4, 6, 8) в місцях розташування термопар (а – на відстані 10 см від поверхні що обігрівається, б – на відстані 20 см від поверхні що обігрівається, в – на поверхні, що необігрівається)

Аналіз графіків (рис. 3.10) показує, що значення коефіцієнта теплопровідності не змінюється під впливом кліматичних факторів різної тривалості. Натомість, дія кліматичних факторів впливає на значення питомої теплоємності. Зі збільшенням тривалості цього впливу значень питомої теплоємності знижується.

При цих значеннях ТФХ, спостерігалася найбільша близькість розрахункових і експериментальних температур для зразків з різною тривалістю впливу кліматичних факторів. Значення критерію середньоквадратичного відхилення (рис. 3.11) не перевищувало 2 0С. Це дозволяє нам використати отримані значення ТФХ для розв'язку теплової задачі.

3.5 Чисельні методи аналізу теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій при температурному впливі

3.5.1 Метод кінцевих різниць

Рівняння (1.4) може бути розв'язане тільки чисельними методами [104]. Одним з найефективніших є метод кінцевих різниць (МКР) [104]. Даний метод апроксимує відповідні похідні кінцевими різницями температур (потенціалів) у відповідних вузлових точках. У випадку двовимірного квазілінійного рівняння Фур'є для обліку нелінійності коефіцієнтів застосовується інтегро-інтерполяційний метод [11].

Модель колони, що рівномірно нагрівається по всій довжині описана двомірним квазілінійним рівнянням Фур'є [12, 53, 54, 73] з граничними умовами III роду (2.3). Граничні умови III роду враховують теплообмін, що обумовлений конвекцією та випроміненням, при використанні формул (1.7) [49, 53].

$$Cv(T) \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad (3.5)$$

Рівняння (3.5) найефективніше розв'язується за допомогою методу кінцевих різниць [12, 73, 53, 54, 110], який відноситься до числових методів [101, 104, 111, 112]. Метод, що пропонується для використання апроксимує відповідні похідні кінцевими різницями температур у відповідних вузлових

точках. Для врахування нелінійності ТФХ, які використовуються в рівнянні Фур'є використовується інтегро-інтерполяційний метод [101, 104, 111, 112].

Для апроксимації лівої частини рівняння Фур'є скористаємось приблизною рівністю, яка має вид [71]:

$$A_{i,k} = Cv(T) \frac{\partial T}{\partial t} = Cv \left(\frac{T_{i,k} + T_{i,k+1}}{2} \right) \cdot \frac{T_{i,k+1} - T_{i,k}}{\Delta t}. \quad (3.6)$$

Для апроксимації правої частини рівняння Фур'є скористаємось явною адитивною схемою [71]:

$$B_{i,k} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial x} \right) = a_x T_{i-1,k}^x - (a_x + b_x) T_{i,k} + b_x T_{i+1,k}^x, \quad (3.7)$$

$$C_{i,k} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial y} \right) = a_y T_{i-1,k}^y - (a_y + b_y) T_{i,k} + b_y T_{i+1,k}^y.$$

Апроксимація лівої частини проводиться з точністю $0(h^2 + \Delta t)$, а правої – з точністю $0(h^2 + \Delta t)$.

В формулах (3.6, 3.7) коефіцієнти, що стоять біля температур визначаються за допомогою інтегро-інтерполяційний метод [101, 104, 111]:

$$\frac{1}{a} = h \int_0^{\Delta h} \frac{dh}{\lambda(T)} = \frac{(\lambda(T_{i-1}) + \lambda(T_i))h^2}{\lambda(T_{i-1})\lambda(T_i)}, \quad (3.8)$$

$$\frac{1}{b} = h \int_0^{\Delta h} \frac{dh}{\lambda(T)} = \frac{(\lambda(T_{i+1}) + \lambda(T_i))h^2}{\lambda(T_{i+1})\lambda(T_i)}.$$

При використанні виразів (3.6 – 3.8) отримується рекурентна формула для розрахунку температури в i -тій вузловій точці для $k+1$ -ого часового шару за даними k -того часового шару. Рекурентна формула записується в неявному вигляді і тому на кожному етапі розв’язується як нелінійне рівняння.

Для розрахунку температурних полів в перерізі колони методом кінцевих різниць дискретизуємо цей переріз вузловими точками. Будемо розглядати 10 зразків, які показано на рис. 3.12 через те, що при реалізації розрахунку достатньо розглянути 1/8 частину перерізу.

На стадії остигання розподіл температур не розраховувався, через те що така задача не ставилась перед нами.

Дискретизований переріз показано на рис. 3.13. Вид рівнянь (3.6 – 3.8) зумовлює необхідність розв’язку комплексу неявних рекурентних формул на кожному часовому шарі. Формули мають вид поліноміальних рівнянь 5-ї степені виду:

$$A_{i,k} = B_{i,k} + C_{i,k} . \quad (3.9)$$

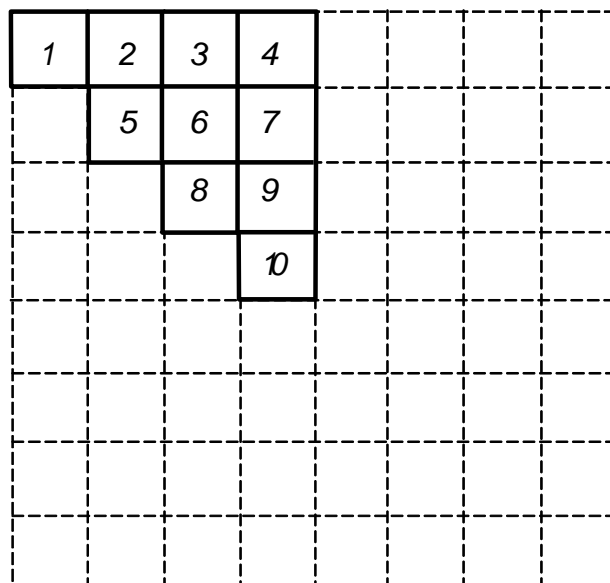


Рис. 3.12. Схема розділення перерізу залізобетонної колони на елементи при її всебічному нагріві.

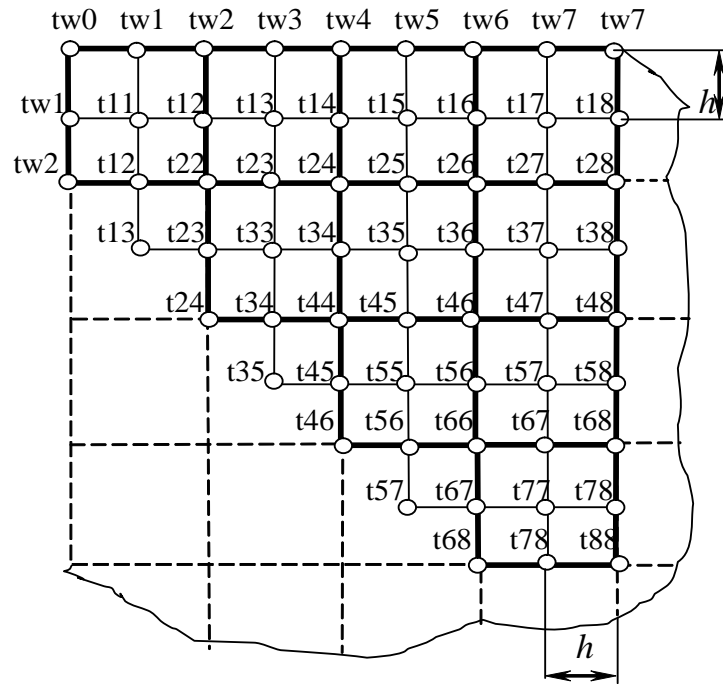


Рис. 3.13. Схема дискретизації 1/8 частини перерізу залізобетонної колони при її всебічному нагріві.

Для рішення використовувався метод половинного ділення, який було реалізовано по алгоритму, який запропонований в [113] при обмеженнях, які накладені на отримувані корені діапазоном можливих температур нагріву зразків.

ГУ III роду апроксимовані кінцевими різницями точністю $O(h^2 + \Delta t)$ у вигляді [71]:

$$\frac{\lambda(T_{w_k})\lambda(T_{1,k})}{\lambda(T_{w_k}) + \lambda(T_{1,k})} \cdot \frac{T_{w_k} - T_{1,k}}{h} + \frac{h \cdot C_v(T_{1,k})}{2 \cdot \Delta t} \cdot (T_{1,k} - T_{1,k-1}) = \alpha_k (T_{1,k} - T_{p,k}), \quad (3.10)$$

де T_p – температура пожежі, яка визначається стандартною температурною кривою за формулою (1.1);

α – коефіцієнт теплообміну, який визначається за формулами (1.6) – (1.7);

$h = 0.025$ м – крок розбиття перерізу;

$\Delta t = 60$ с – часовий крок.

Співвідношення між часовим та просторовим кроком вибрано із умови збіжності явної розрахункової схеми. Просторовий крок також вибирався із умови достатньої дробності перерізу для коректного моделювання поведінки внутрішніх шарів матеріалу роздільними зразками. Крім цього, часовий крок повинен бути рівним часовому кроку проведення температурних вимірів.

Для розрахунків по формулах (3.6 – 3.7) найкраще підходить компютерна програма Mathcad 13 Pro. Рекурентні розрахунки в програмі Mathcad 13 Pro реалізовані за допомогою вбудованої мови програмування в системі Mathcad 13 Pro, при цьому використані розрахункові схеми запропоновані в [114 – 116].

3.5.2 Метод кінцевих елементів

Рівняння (1.4) може бути розв'язане методом кінцевих елементів (МКЕ) [110]. Для нелінійного стаціонарного завдання (при рівності нулю матриці похідних температур ($\{\dot{T}\} = 0$) можна записати розв'язну систему нелінійних рівнянь у матричному виді:

$$[K(T)] \{T\} = \{Q(T)\}, \quad (3.11)$$

де $[K(T)]$ – матриця теплопровідності; $\{Q(T)\}$ – вектор вузлових теплових потоків, обумовлених зовнішнім тепловим навантаженням. У більш загальному виді можна записати:

$$\{P(T)\} = \{Q(T)\}, \quad (3.12)$$

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

Дана система рівнянь розв'язується ітераційним методом, відомим як метод Ньютона-Рафсона. При використанні даного методу мінімізується нев'язання:

$$\{\Phi\} \equiv \{Q(T)\} - \{P(T)\} \rightarrow \{0\}. \quad (3.13)$$

Метод Ньютона-Рафсона заснований на застосуванні усічених рядів Тейлора до залишкового вектора нев'язання.

Цим досягається лінеаризація системи рівнянь (3.12) у вигляді:

$$[K_T^{(i-1)}] \{\Delta T^{(i)}\} = \{Q^{(i)}\} - \{P^{(i-1)}\}. \quad (3.14)$$

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

$$\{T^{(i)}\} = \{T^{(i-1)}\} + \{\Delta T^{(i)}\}. \quad (3.15)$$

Процес виконання ітерацій триває доти, поки не досягається прийнятна збіжність.

У рівнянні (3.14), записаному вище, матриця $[KT]$ називається дотичною матрицею або якобіаном. Коефіцієнти дотичної матриці визначаються вираженням:

$$[K_T^{(i-1)}] \equiv \left(\frac{d\{\Phi\}}{d\{T\}} \right)_{i-1}. \quad (3.16)$$

Розкладання вектора $\{\Phi\}$ в усічений ряд Тейлора має вигляд:

$$\{\Phi^{(i)}\} \cong \{\Phi^{(i-1)}\} + \left(\frac{d\{\Phi\}}{d\{T\}} \right)_{i-1} \{\Delta T^{(i)}\}, \quad (3.17)$$

де $\{\Delta T^{(i)}\} = \{T^{(i)}\} - \{T^{(i-1)}\}$.

При нелінійному нестационарному аналізі метод Ньютона-Рафсона комбінується з методом інтегрування за часом, що приводить до наступної системи розв'язних рівнянь:

$$[\bar{\mathbf{K}}^{(i-1)}] \{\Delta T^{(i)}\} = \{\mathbf{Q}^{(i)}\} - \{\bar{\mathbf{P}}^{(i-1)}\} \quad (3.18)$$

де $[\bar{\mathbf{K}}]$ - еквівалентна матриця теплопровідності; $\{\bar{\mathbf{P}}\}$ - еквівалентний вектор внутрішнього теплового потоку.

3.5.3 Сучасне програмне забезпечення для реалізації чисельних розрахункових методів аналізу теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій при пожежі

Розгляд прогріву конструкцій в умовах пожежі за допомогою ЕОМ можна знайти в роботах [2 - 4, 7, 11, 24, 26, 49, 104, 110, 111]. При розгляді прогріву перерізів елементів залізобетонних будівельних конструкцій у цьому випадку застосовуються методи кінцевих різниць (МКР) і кінцевих елементів (МКЕ). МКЕ застосовується набагато частіше і є обчислювальним ядром майже всіх найбільш відомих і авторитетних програмних комплексів. Застосування ЕОМ у комплексі із МКЕ обумовлено складністю й громіздкістю вирішення теплотехнічної задачі у нелінійній постановці зі складними граничними умовами, особливо якщо елементи конструкцій мають складну конфігурацію. Останнім часом МКЕ придбав широке застосування й реалізований у численних спеціальних програмних комплексах, які називаються FEM-системами. До таких програмних

комплексів відноситься велика кількість потужних закордонних і вітчизняних програмних продуктів [112], таких як ANSYS, MSC/NASTRAN, COSMOS, ABAQUS, MARC та ін. На рис. 3.14 показано сімейство програмних продуктів, засноване на застосуванні FEM-методів аналізу.

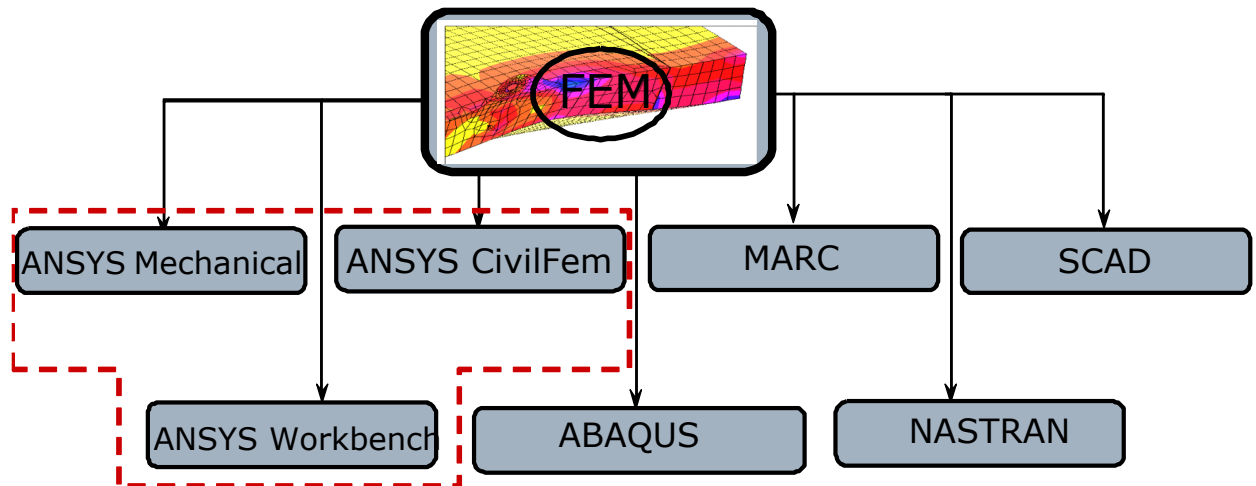


Рис. 3.14. Сімейство програмних продуктів, заснованих на FEM-методах аналізу.

Найбільш надійним і універсальним є програмний комплекс ANSYS. У якості його основної переваги варто вказати можливість розв'язання комплексних сполучених задач, що стосуються суміжних областей фізики в одному програмному середовищі. Оскільки задача визначення межі вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій поєднує тепловий і міцнісний аналіз, має нестационарну постановку, і є необхідність розглядати безліч сильно нелінійних ефектів, як при тепловому аналізі, так і при міцнісному, система ANSYS найкраще підходить для її вирішення.

Для верифікації створених моделей необхідно використовувати альтернативні методи або чисельні, або аналітичні. Аналітичні методи мають істотні обмеження складністю розглянутих завдань, тому ефективніше використовувати чисельні методи. Для реалізації альтернативних чисельних методів для верифікації моделей можна використовувати безпосередньо мови

програмування, або спеціалізовані комп'ютерні обчислювальні системи, де багато вже реалізованих алгоритмів. До таких систем відносять Mathcad, Maple, Mathematica, Derive, MathLab та ін. Найбільш ефективною на мій погляд є система Mathcad, що має ефективний комплекс вбудованих функцій проведення всіх стандартних математичних операцій і потужний блок програмування. Все це дозволяє реалізовувати будь-які чисельні й числено-аналітичні методи розв'язання систем рівнянь у часткових похідних.

3.6 Порівняльний аналіз результатів розрахунку

Для аналізу відхилень результатів розрахунку при застосуванні МКЕ і МКР використаний критерій їх абсолютного і середньоквадратичного відхилення. При цьому використані результати натуральних вогневих випробувань залізобетонних колон, отримані в [11]. Результати натуральних вогневих випробувань наведені на рис. 3.15.

Порівняльні дані точності отриманих результатів за допомогою розрахункових методів у відношенні до натуральних вогневих випробувань при обліку тільки стадії нагрівання протягом 90 хв показані в табл. 3.2.

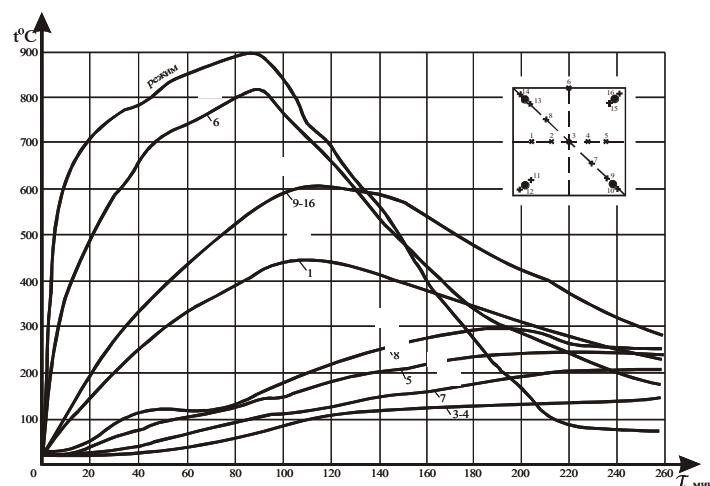


Рис. 3.15. Температурні режими нагрівання внутрішніх вузлів перерізу залізобетонної колони 400×400 при натуральних вогневих випробуваннях по стандартному режимі.

Таблиця 3.2

Порівняльні дані точності розрахованих МКР і МКЕ температур у залізобетонній колоні при її нагріванні при «стандартному» пожежі

Метод розрахунку	Максимальне відхилення, °С	середньоквадратичне відхилення, °С
МКЕ	54	12
МКР	69	17

Порівняння результатів МКЕ й МКР показує їхню прийнятну точність. Але враховуючи більшу точність та простіший механізм реалізації, для своїх розрахунків використаємо МКЕ.

3.7 Розв'язок прямої задачі теплопровідності методом кінцевих елементів

Для реалізації розрахунку теплотехнічної задачі, за експериментально отриманими значеннями ТФХ (п. 3.3., 3.4.) використана комп'ютерна система ANSYS Multiphysics.

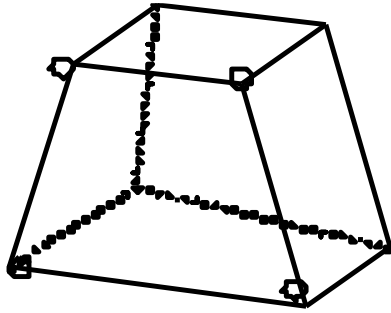
Як кінцевий елемент, що моделює матеріал колони, з номенклатури KE ANSYS обраний термічний елемент SOLID70. Це термальний тверdotілий шестигранний призматичний елемент із 8 вузлами.

На створену кінцево-елементну модель накладені конвекційні та радіаційні граничні умови. Радіаційні умови накладені за допомогою утворення сітки KE з поверхневим ефектом радіаційного теплообміну. Сітка накладена на поверхню кінцево-елементної моделі. Для цього з бібліотеки KE обраний SURF152. Елементи SOLID70 та SURF152 показані на рис. 3.16.

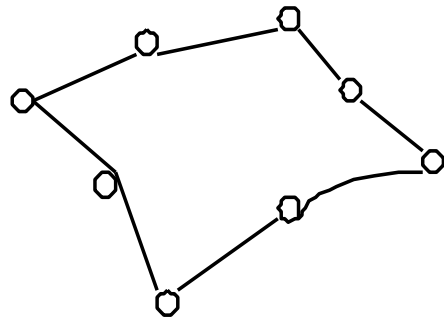
За отриманими значеннями ТФХ розв'язано пряму задачу теплопровідності для залізобетонної колони, розрахункова та кінцево-елементна схема якої показана на рис. 3.17.

Часовий крок обраний рівним 60 с відповідно до [4, 10].

3-D 8-вузловий тепловий об'єм



SOLID70 8-вузловий 3-D
DOF: температура
Умови довільного масового
переносу або рідини

3-D 8-вузлова тепла оболонка із
поверхневим ефектом

SURF152-8-вузлова
DOF: температура
Граничні умови конвективного та
радіаційного теплообміну

Рис. 3.16. Теплові KE для розв'язку теплотехнічної задачі
вогнестійкості залізобетонної колони.

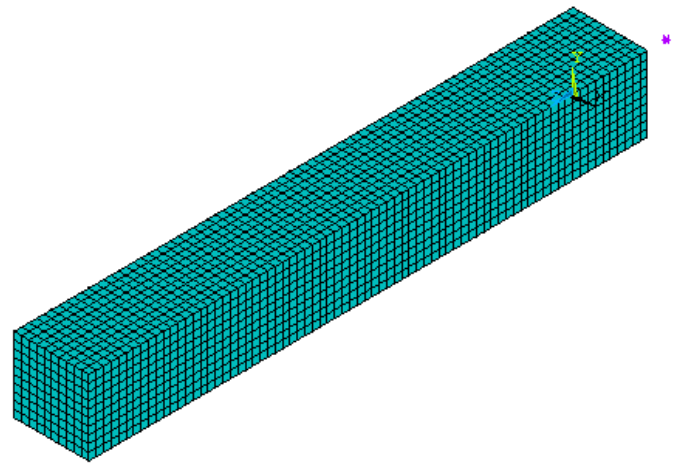
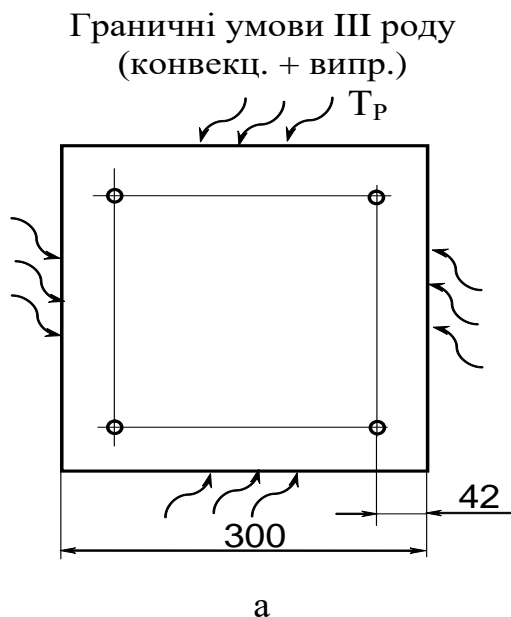


Рис. 3.17. Розрахункова (а) та кінцево-елементна (б) схеми
залізобетонної колони..

Після проведення обчислень, отримано розподіл температур в перерізі
залізобетонної колони для інтервалу часу нагрівання по стандартному
температурному режимі в 150 хв. (рис. 3.18) (максимальна межа

вогнестійкості по несучій здатності згідно [5]). На рис. 3.19 представлено залежності температур в приарматурному шарі залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, знайдені розв'язанням прямих задач.

Отримані результати (рис. 3.18) говорять про те, що система ANSYS є досить ефективною для всебічного подання й розгляду результатів розрахунку теплотехнічної задачі визначення вогнестійкості залізобетонних колон.

Аналіз одержаних даних (рис. 3.19) показав, що зі зростанням тривалості впливу кліматичних факторів швидкість прогріву бетону залізобетонної колони зростає.

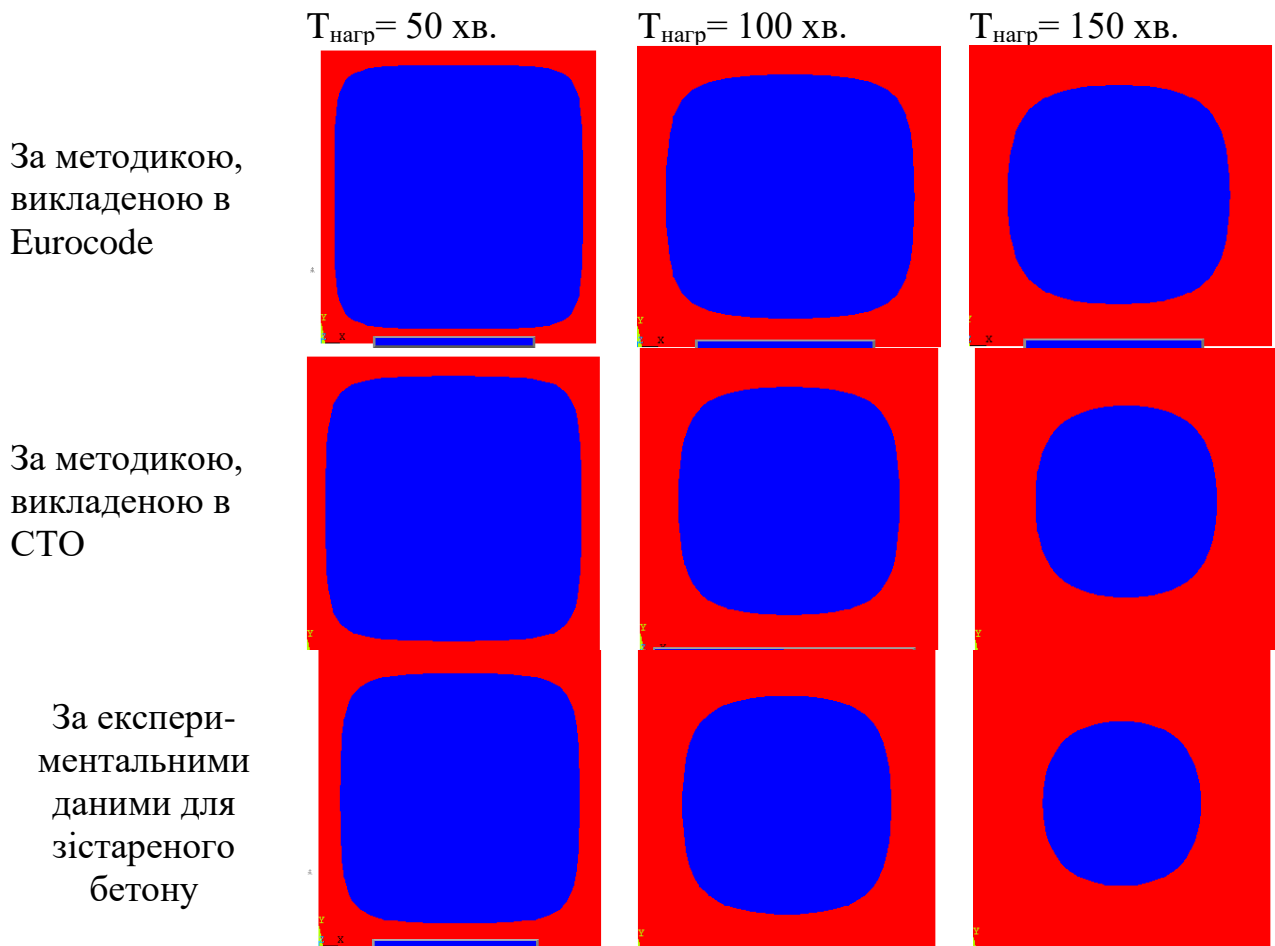


Рис 3.18. Прогрів бетону залізобетонної колони, який розраховано за нормативними Європейськими [8] та Російськими [9] методиками в порівнянні з отриманими даними (червоним кольором показана температура вища 5000С).

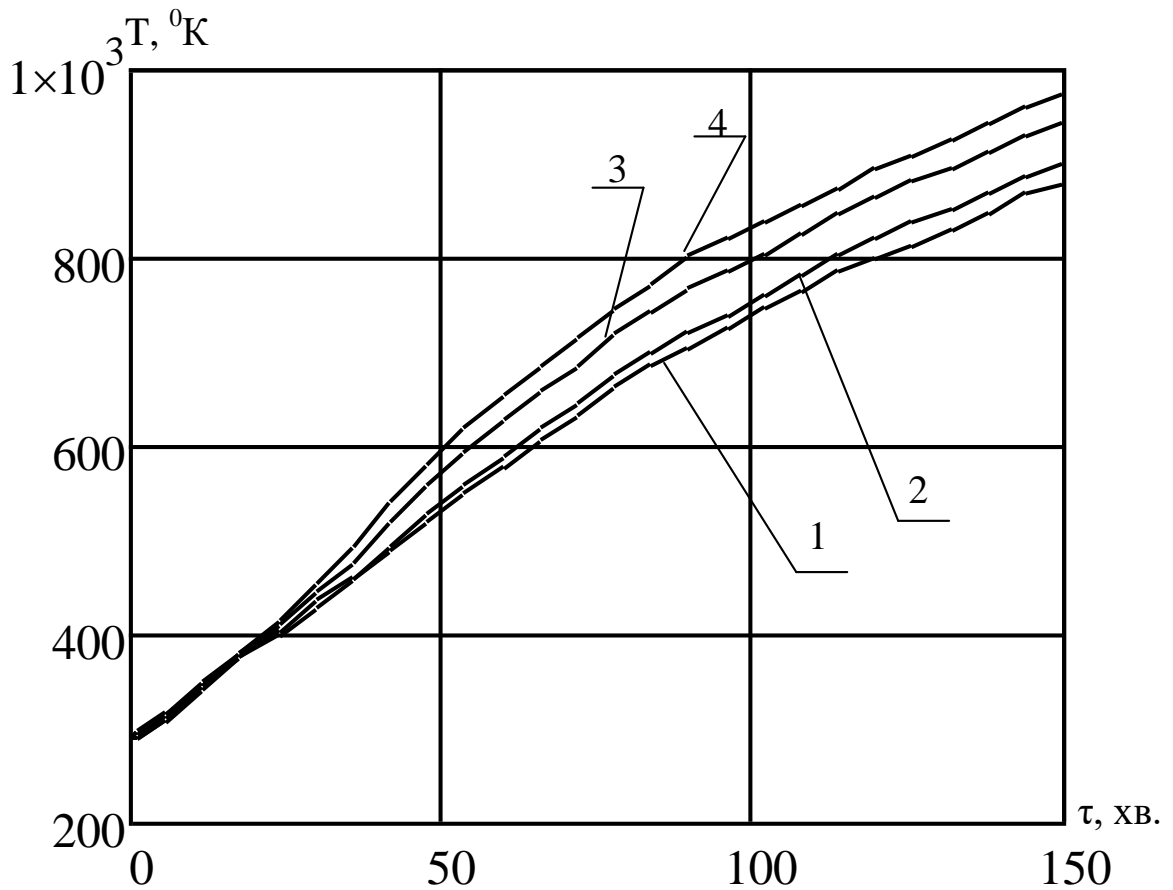


Рис 3.19. Залежність температур в приарматурному шарі залізобетонних колони від тривалості вогневого впливу, (1, 2, 3, 4 – після 5, 10, 15 та 20 років впливу цих факторів).

3.8 Висновки

1. Розглянуто схеми бетонних зразків та схеми проведення теплових випробувань цих зразків для визначення теплофізичних характеристик бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів.

2. Проведено теплові випробування зразків, що досліджуються. За результатами проведених випробувань отримано залежність температури прогріву бетонних зразків від тривалості вогняного впливу. Зроблено висновок, що зразки бетону, які зазнали кліматичного впливу, прогріваються швидше зразків, які не зазнавали цього впливу.

3. На основі експериментальних досліджень визначенні значення

ТФХ бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів. Зроблено висновок, що значення коефіцієнта теплопровідності не змінюється під впливом кліматичних факторів різної тривалості. Натомість, дія кліматичних факторів впливає на значення питомої теплоємності. Зі збільшенням тривалості цього впливу значень питомої теплоємності знижується.

4. На основі отриманих значень ТФХ розв'язано пряму задачу теплопровідності та отримано розподіл температур в перерізі залізобетонної колони для інтервалу часу нагрівання по стандартному температурному режимі в 150 хв. Зроблено висновок, що зі зростанням тривалості впливу кліматичних факторів швидкість прогріву бетону залізобетонної колони зростає.

РОЗДІЛ 4

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ НА МІЦНІСНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОЛОНИ

4.1 Результати попередніх досліджень бетонних зразків під навантаженням без нагріву

Бетонні зразки для проведення комбінованих температурно-силових випробувань, за методикою розробленою в роботі [79], виготовлено на обладнанні, яке описано в пункті 2.1 та за методикою, яка описана в пункті 2.2. Після виготовлення зразки було піддано процедурі пришвидшеної дії кліматичних факторів за методикою викладеною в пункті 2.3. Після проведення процедури, було отримано 4 групи бетонних зразків. 1 група - це зразки, що відповідають бетону, який знаходився під впливом кліматичних факторів 5 років. 2, 3, 4 групи - це зразки, що відповідають бетону, який знаходився під впливом кліматичних факторів 10, 15 та 20 років відповідно. Для порівняння результатів комбінованих випробувань бетонних зразків, які зазнали впливу кліматичних факторів зі зразками, які цього впливу не зазнавали виготовлено партію зразків з нового бетону. Для реалізації методики комбінованих випробувань бетонних зразків, переріз залізобетонної колони, яка нами досліджується (див. п. 2.2), було фізично розділено на скінченну кількість елементів. Схема дискретизації такої колони показана на рис. 4.1.

Для реалізації комбінованих випробувань використаємо $\frac{1}{4}$ частину перерізу, тобто зразки 1, 2, 3 та 4 рис. 4.1. Нумерація зразків в подальшому буде збережена.

Механічні характеристики бетонних зразків будемо визначати за методикою ВНДІПО [28]. Для реалізації даної методики потрібно визначити

призмову міцність бетонних зразків на стискання без нагріву. Результати визначення міцності бетонних зразків показано на рис. 4.2 – 4.6.

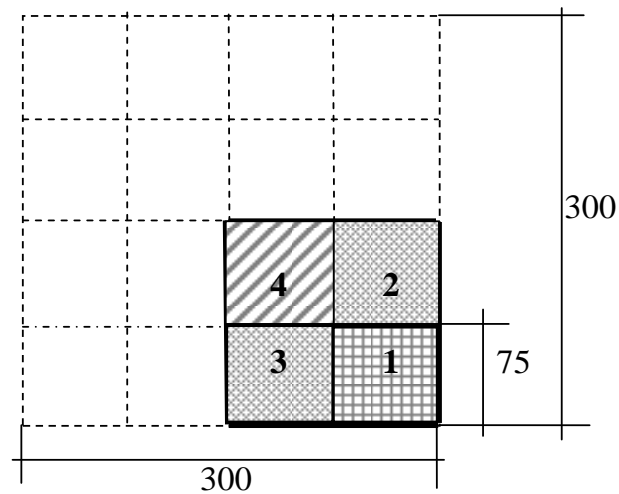


Рис. 4.1. Схема зібраного зразка для проведення процедури пришвидженої дії кліматичних факторів.

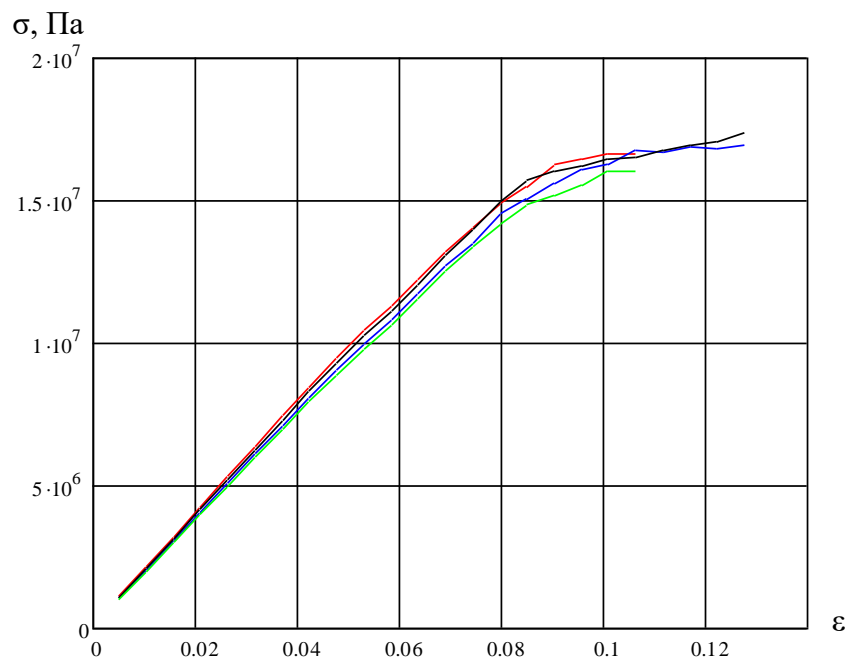


Рис. 4.2. Графік деформування зразків бетону, який не зазнав кліматичного впливу при механічних випробуваннях за нормальної температури (— крива деформації зразка 1, — крива деформації зразка 2, — крива деформації зразка 3, — крива деформації зразка 4, див. рис. 4.1): 1 – $R_b = 16,6$ МПа; 2 – $R_b = 16,9$ МПа; 3 – $R_b = 17,3$ МПа; 4 – $R_b = 16$ МПа.

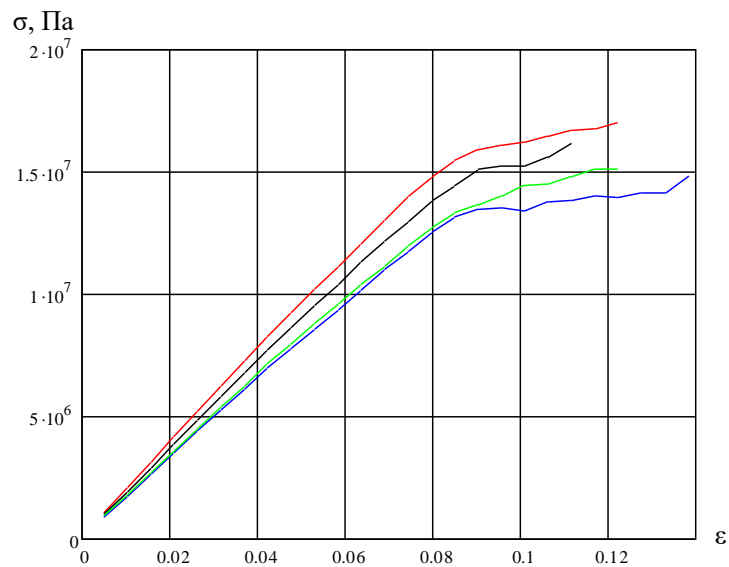


Рис. 4.3. Графік деформування бетонних зразків, після 5 років впливу кліматичних факторів, при механічних випробуваннях за нормальної температури (— крива деформації зразка 1, — крива деформації зразка 2, — крива деформації зразка 3, — крива деформації зразка 4, див. рис. 4.1): 1 – $R_b = 16,9$ МПа; 2 – $R_b = 14,8$ МПа; 3 – $R_b = 16,1$ МПа; 4 – $R_b = 15,1$ МПа.

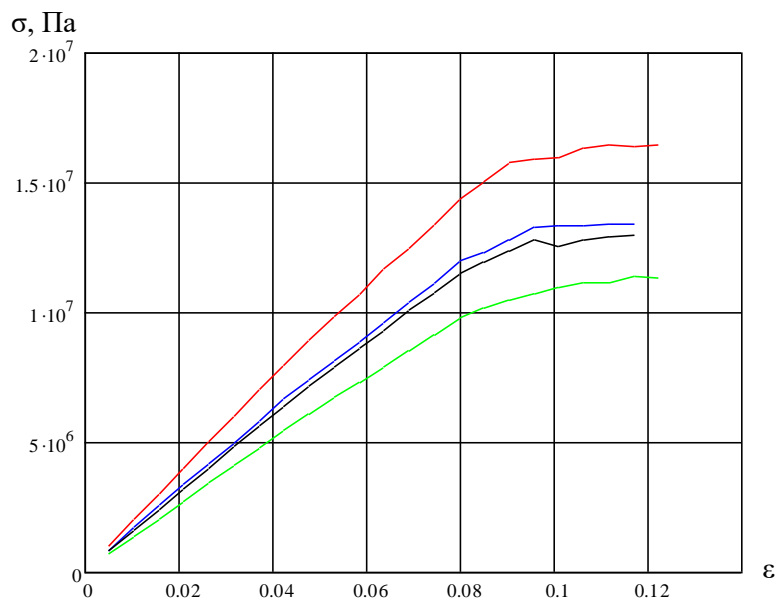


Рис. 4.4. Графік деформування бетонних зразків, після 10 років впливу кліматичних факторів, при механічних випробуваннях за нормальної температури (— крива деформації зразка 1, — крива деформації зразка 2, — крива деформації зразка 3, — крива деформації зразка 4, див. рис. 4.1): 1 – $R_b = 16,4$ МПа; 2 – $R_b = 12,9$ МПа; 3 – $R_b = 12,9$ МПа; 4 – $R_b = 11,3$ МПа.

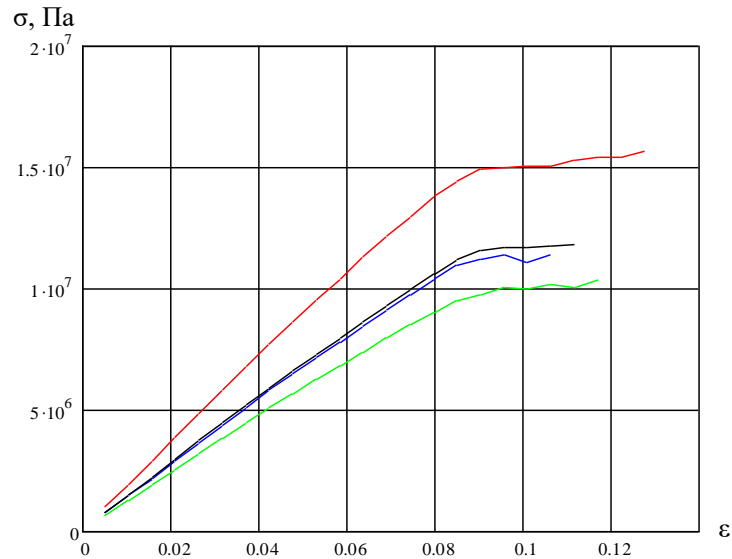


Рис. 4.5. Графік деформування бетонних зразків, після 15 років впливу кліматичних факторів, при механічних випробуваннях за нормальної температури (— крива деформації зразка 1, — крива деформації зразка 2, — крива деформації зразка 3, — крива деформації зразка 4, див. рис. 4.1): 1 – $R_b = 15,6$ МПа; 2 – $R_b = 11,3$ МПа; 3 – $R_b = 11,8$ МПа; 4 – $R_b = 10,3$ МПа.

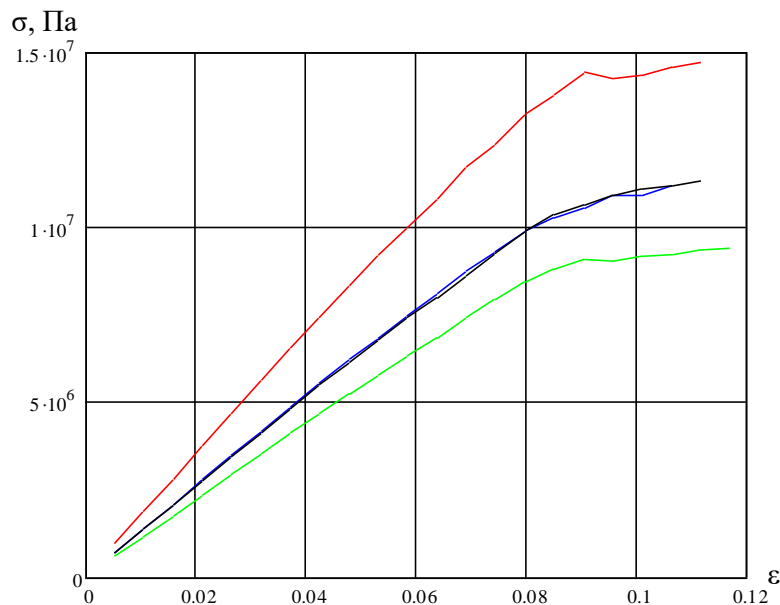


Рис. 4.6. Графік деформування бетонних зразків, після 20 років впливу кліматичних факторів, при механічних випробуваннях за нормальної температури (— крива деформації зразка 1, — крива деформації зразка 2, — крива деформації зразка 3, — крива деформації зразка 4, див. рис. 4.1): 1 – $R_b = 14,7$ МПа; 2 – $R_b = 11,2$ МПа; 3 – $R_b = 11,3$ МПа; 4 – $R_b = 9,4$ МПа.

Випробування для визначення призової міцності проводилось на гідравлічній розривній машині Р-10 з автоматичною побудовою діаграми «навантаження-переміщення». За цією діаграмою визначалась міцність бетонних зразків (див. табл. 4.1). Параметри знаходились при усередненні результатів 3-х випробувань для однакової групи зразків.

Аналіз одержаних даних (рис. 4.2. – 4.6) показав, що зразки бетону, який зазнав кліматичного впливу, мають меншу призову міцність ніж зразки, які не зазнавали цього впливу, при цьому значення призової міцності зменшується при збільшенні тривалості впливу кліматичних факторів.

Таблиця 4.1

Механічні властивості бетонних зразків для комбінованих випробувань

Зразок	4		3		2		1	
Тривалість впливу кліматичних факторів на визначений зразок бетону - 0 років	Міцність зразків на стискання, Rb МПа							
	16,6		17,3		16,9		16	
	Коефіцієнти функції, апроксимуючої коефіцієнт зниження міцності							
	a	b	a	b	a	b	a	b
	3,97	2,52	3,92	2,55	3,99	2,54	3,96	2,53
Тривалість впливу кліматичних факторів на визначений зразок бетону - 5 років	Міцність зразків на стискання, Rb МПа							
	16,9		16,1		14,8		15,1	
	Коефіцієнти функції, апроксимуючої коефіцієнт зниження міцності							
	a	b	a	b	a	b	a	b
	3.94	2.57	4.07	2.45	4.37	2.31	4.12	2.38
Тривалість впливу кліматичних факторів на визначений зразок бетону - 10 років	Міцність зразків на стискання, Rb МПа							
	16,4		12,9		12,9		11,3	
	Коефіцієнти функції, апроксимуючої коефіцієнт зниження міцності							
	a	b	a	b	a	b	a	b
	3.92	2.5	4.27	2.32	4.4	2.19	4.35	2.15
Тривалість впливу кліматичних факторів на визначений зразок бетону - 15 років	Міцність зразків на стискання, Rb МПа							
	15,6		11,8		11,3		10,3	
	Коефіцієнти функції, апроксимуючої коефіцієнт зниження міцності							
	a	b	a	b	a	b	a	b
	3.99	2.42	4.3	2.29	4.33	2.25	4.45	2.16

Продовження табл. 4.1								
Тривалість впливу кліматичних факторів на визначений зразок бетону - 20 років	Міцність зразків на стискання, Rb МПа							
	14,7		11,3		11,2		9,4	
	Коефіцієнти функції, апроксимуючої коефіцієнт зниження міцності							
	a	b	a	b	a	b	a	b
	4.09	2.36	4.33	2.29	4.32	2.22	4.45	2.25

* дані відповідають шару бетону, що визначені на рис. 4.1.

При визначенні механічних характеристик бетонних зразків керуються ГОСТом 10180-90. В нашому випадку ми визначали міцність бетонних зразків, які не відповідають вимогам даного ГОСТу. Це пов'язано з тим, що зразки, які пропонуються для дослідження за ГОСТом не можливо піддати процедурі пришвидшеної дії кліматичних факторів (циліндричні зразки) або фізично розділити на скінченну кількість елементів після проведення цієї процедури (кубічні зразки).

На рис. 4.2-4.6 визначено середні значення сил, які будуть приложені в якості механічного навантаження.

Для визначення пружно-пластичних характеристик бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів була застосована методика, заснована на ідентифікації коефіцієнту зниження міцності під дією температури, що описана в роботі [121]. Використовуючи дану методику були ідентифіковані залежності даного коефіцієнту від температури нагріву бетону. При цьому, дані залежності, були апроксимовані за допомогою функції, що має вигляд:

$$\gamma_{bt}(T) = \exp \left[-a \left(\frac{T}{1100} \right)^b \right], \quad (4.1)$$

де a і b – параметри, що варіюються при розв'язку оптимізаційної задачі.

В табл. 4.1 представлено значення даних параметрів, а також міцність зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів.

4.2 Результати визначення механічних властивостей бетонних зразків, які зазнали впливу кліматичних факторів

Механічні характеристики бетонних зразків будемо визначати за методикою ВНДПО [28], яка заключається в деформуванні попередньо нагрітих зразків бетону до заданої температури. Дана методика має суттєвий недолік, який заключається в невідповідності фізичних умов експерименту реальним умовам деформування бетону. Для того, що умови експерименту відповідали реальним умовам напружено-деформованого стану бетону випробування проводились за допомогою установки, яка показана на рис. 4.7 при нагріві попередньо стиснутих бетонних зразків з навантаженням величини 0,8, 0,7, 0,6, 0,5, 0,3, 0,2 від межі бетону на стикання (див. таб. 4.2.). Нагрів здійснювався в муфельній печі зі швидкістю 5 0С/хв., яка відповідає середній швидкості прогріву арматурного шару. Дані, які знімалися при проведенні експерименту являються показання динамометру зв'язаного з гідравлічним домкратом під час нагріву.

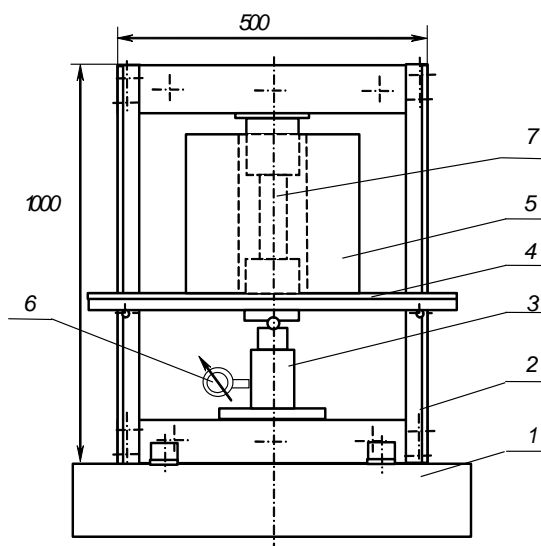


Рис.4.7. Схема установки для комбінованих випробувань: 1 – фундамент; 2 – опорна рама; 3 – гідравлічний домкрат; 4 – система закріплення муфельної печі; 5 – муфельна піч; 6 – манометр; 7 – зразок для випробувань.

Таблиця 4.2

Зусилля прикладені до бетонних зразків при комбінованих випробувань

Зразок	4	3	2	1
Величина стискаючого навантаження	Зусилля прикладені до зразків F, H			
Тривалість впливу кліматичних факторів 0 років				
0,8·Rb	74859,6	76072,8	77936,4	72051,6
0,7·Rb	65502,15	66563,7	68194,35	63045,15
0,6·Rb	56144,7	57054,6	58452,3	54038,7
0,5·Rb	46787,25	47545,5	48710,25	45032,25
0,3·Rb	28072,35	28527,3	29226,15	27019,35
0,2·Rb	18714,9	19018,2	19484,1	18012,9
Тривалість впливу кліматичних факторів 5 років				
0,8·Rb	76387,2	66701,9	72550,8	68012,4
0,7·Rb	66838,8	58364,2	63481,95	59510,85
0,6·Rb	57290,4	50026,4	54413,1	51009,3
0,5·Rb	47742	41688,7	45344,25	42507,75
0,3·Rb	28645,2	25013,2	27206,55	25504,65
0,2·Rb	19096,8	16675,4	18137,7	17003,1
Тривалість впливу кліматичних факторів 10 років				
0,8·Rb	73950	58214,4	58408,45	50838
0,7·Rb	64706,25	50937,6	51107,39	44483,25
0,6·Rb	55462,5	43660,8	43806,34	38128,5
0,5·Rb	46218,75	36384	36505,28	31773,75
0,3·Rb	27731,25	21830,4	21903,17	19064,25
0,2·Rb	18487,5	14553,6	14602,11	12709,5
Тривалість впливу кліматичних факторів 15 років				
0,8·Rb	70418,4	51043,2	53132,4	46480,8
0,7·Rb	61616,1	44662,8	46490,85	40670,7
0,6·Rb	52813,8	38282,4	39849,3	34860,6
0,5·Rb	44011,5	31902	33207,75	29050,5
0,3·Rb	26406,9	19141,2	19924,65	17430,3
0,2·Rb	17604,6	12760,8	13283,1	11620,2
Тривалість впливу кліматичних факторів 20 років				
0,8·Rb	66250,8	50253,6	50839,2	42386,4
0,7·Rb	57969,45	43971,9	44484,3	37088,1
0,6·Rb	49688,1	37690,2	38129,4	31789,8
0,5·Rb	41406,75	31408,5	31774,5	26491,5
0,3·Rb	24844,05	18845,1	19064,7	15894,9
0,2·Rb	16562,7	12563,4	12709,8	10596,6

Перед комбінованими випробуваннями був проведений комплекс випробувань, цих же зразків, на стискання. Результати випробувань представлено на діаграмах рис. 4.2 – 4.6. та в таблиці 4.1. В таблиці 4.2 представлено середні значення сил, які приложені в якості механічного навантаження до бетонних зразків.

Після проведення комбінованих випробувань було отримано значення зусиль, які були прикладені до губок домкрату в процесі експерименту. За отриманими значеннями зусиль, було розраховано значення середніх напружень, які виникали в бетонних зразках та побудовано графіки залежності зусиль від часу та температури і середніх напружень від часу та температури при комбінованих випробуваннях нагріву бетонних зразків. Криві залежності середніх напружень від температури при комбінованих випробуваннях нагріву бетонних зразків в умовах стискання показано на рис. 4.8 – 4.12. Криві середніх напружень на даних графіках зростають по мірі збільшення температурних деформацій та маю ділянку, яка спадає зі зменшенням опору бетону по мірі наростання тріщин в бетоні. В процесі експерименту спостерігалось значне збільшення зразків в поперечних розмірах з набуванням зразків випуклої форми, тобто ефекту дилатації бетону.

З рис. 4.8 – 4.12 видно, що в результаті пришвидшеної дії кліматичних факторів на бетонні зразки їх міцність на стискання падає. І величина втрати міцності залежить від тривалості впливу кліматичних факторів. Тому можна зробити попередній висновок, що несуча здатність стиснутих елементів залізобетонних конструкцій знижується при дії на них агресивних факторів оточуючого середовища та величина цієї втрати залежить від часу цього впливу.

На рис. 4.13 представлено порівняння середніх напружень від температури при комбінованих випробуваннях нагріву зразка 1 в умовах стискання. Порівняння приведено для зразків нового бетону та бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів. Зразок 1 вибрано тому, що він

найбільше сприймає агресивну дію кліматичних факторів. На діаграмах чітко простежується зв'язок між міцністю зразків та тривалістю дії агресивних факторів оточуючого середовища.

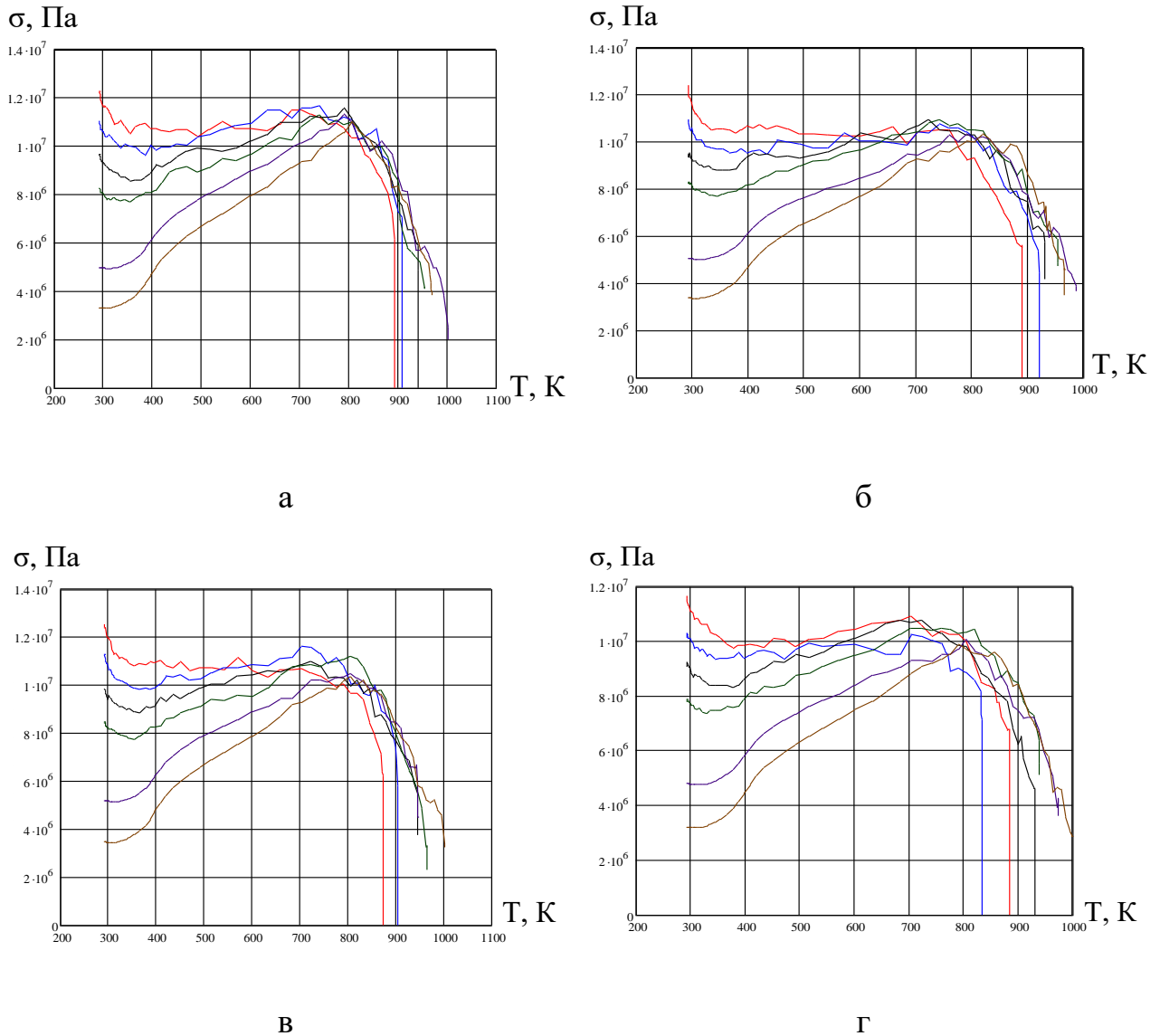


Рис. 4.8. Залежність середніх напружень від температури при комбінованих температурно-силових випробуваннях зразків бетону, який не зазнав кліматичного впливу (а – зразок 4, б - зразок 3, в - зразок 2, г - зразок 1) з навантаженням величини ($— 0,8 \cdot R_b$, $— 0,7 \cdot R_b$, $— 0,6 \cdot R_b$, $— 0,5 \cdot R_b$, $— 0,3 \cdot R_b$, $— 0,2 \cdot R_b$) від межі бетону на стикання.

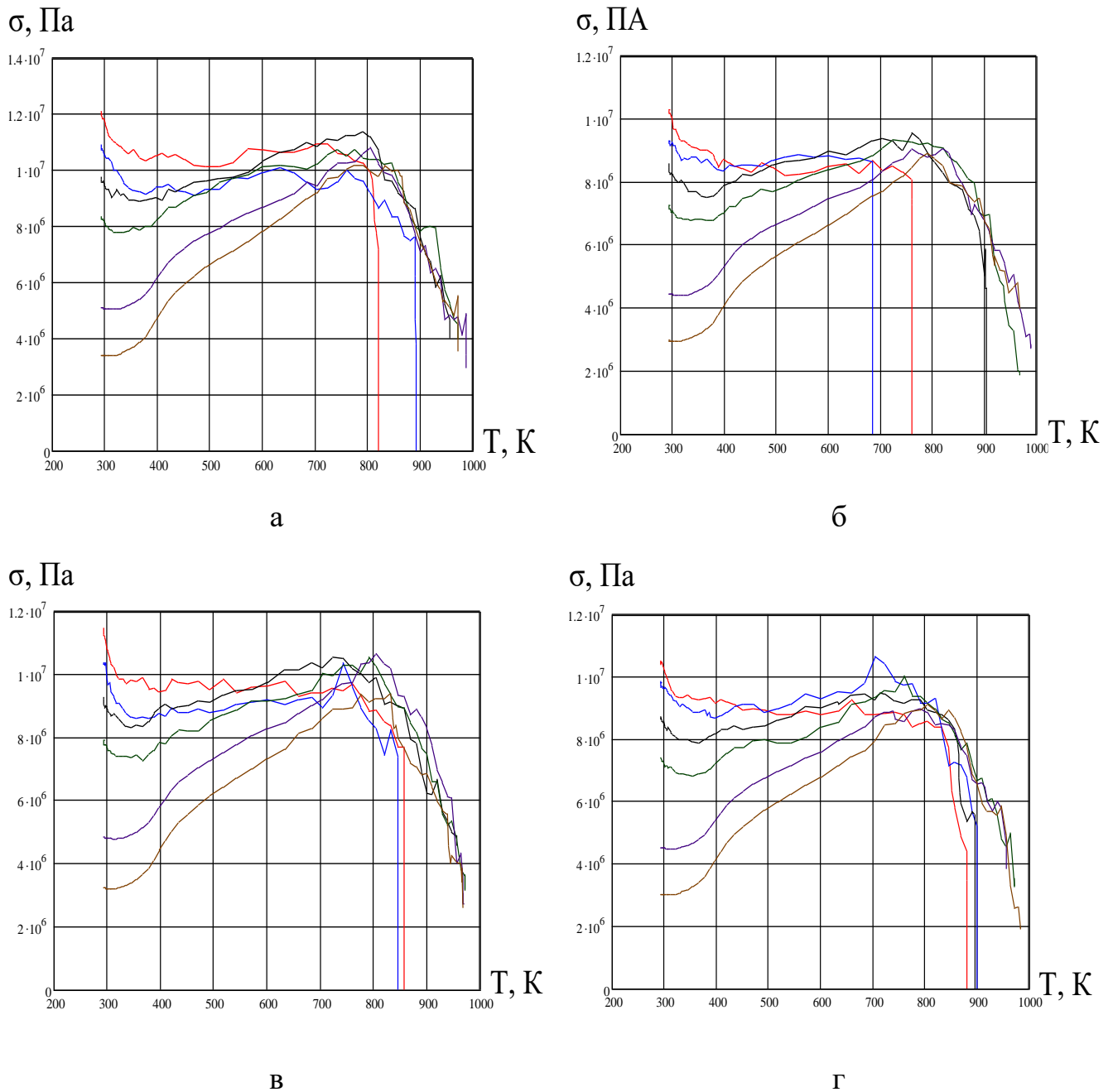
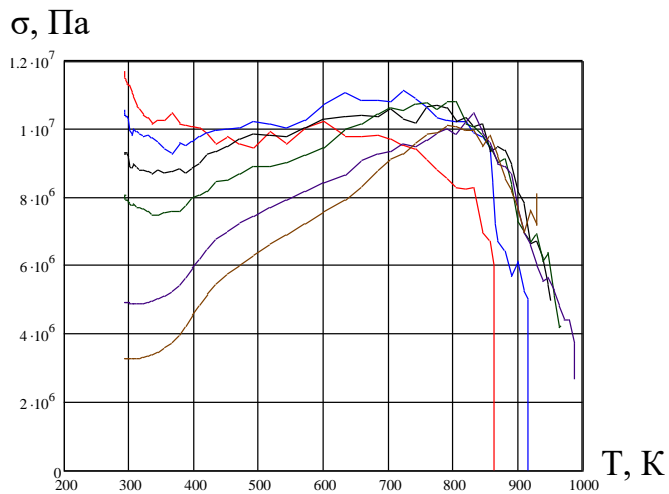
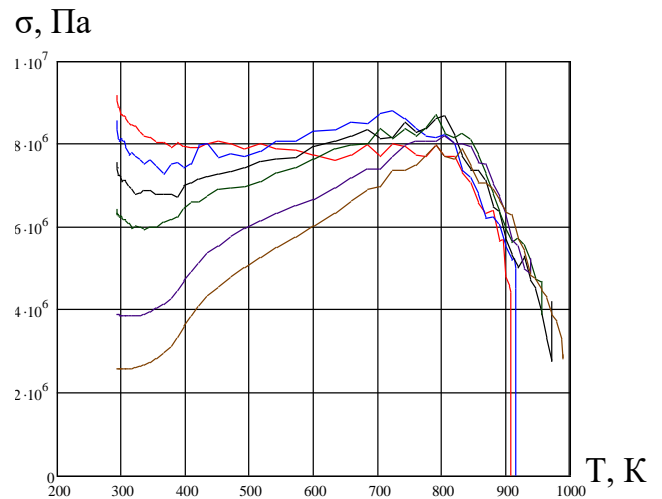


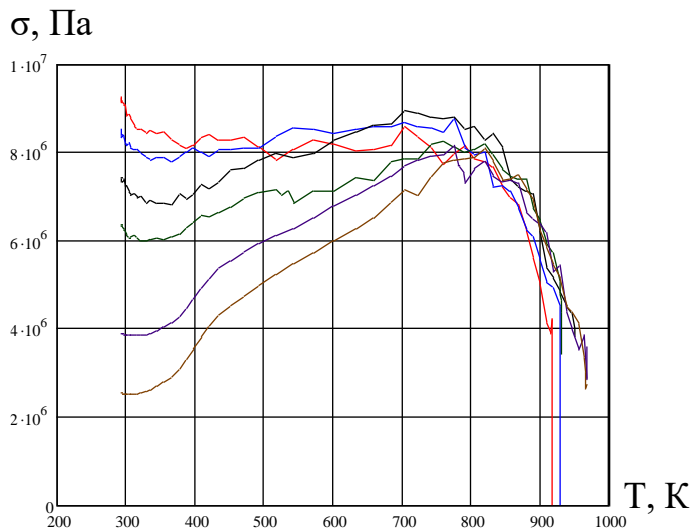
Рис. 4.9. Залежність середніх напружень від температури при комбінованих температурно-силових випробуваннях зразків бетону, після 5 років впливу кліматичних факторів (а – зразок 4, б - зразок 3, в - зразок 2, г - зразок 1) з навантаженням величини (— $0,8 \cdot R_b$, — $0,7 \cdot R_b$, — $0,6 \cdot R_b$, — $0,5 \cdot R_b$, — $0,3 \cdot R_b$, — $0,2 \cdot R_b$) від межі бетону на стикання.



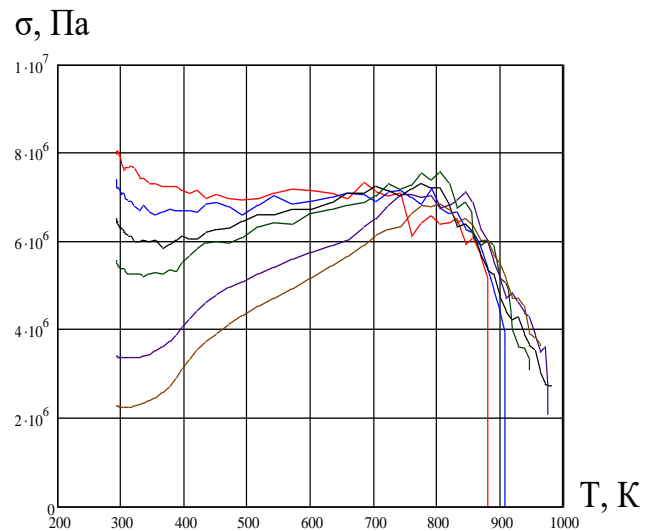
а



б

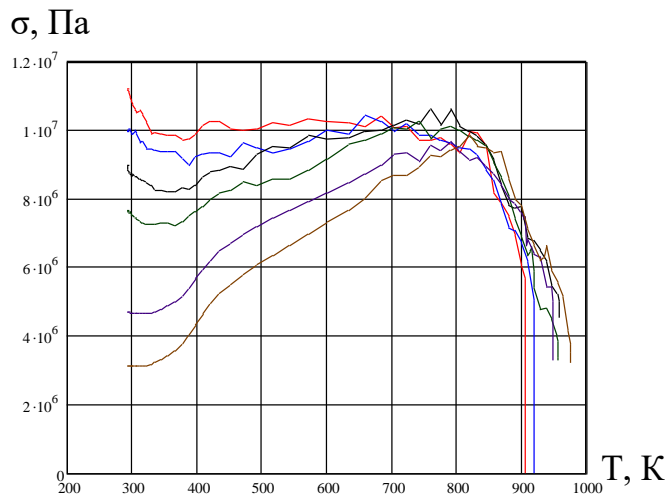


в

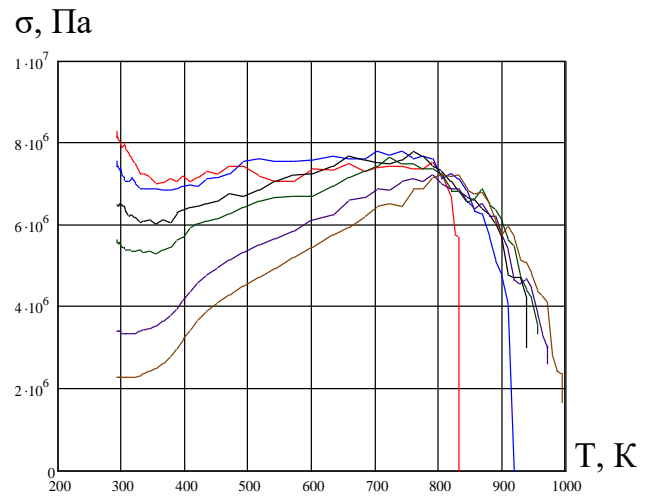


г

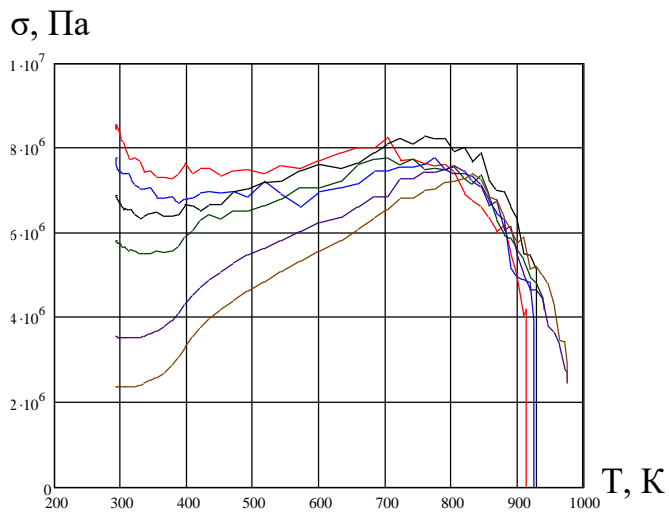
Рис. 4.10. Залежність середніх напружень від температури при комбінованих температурно-силових випробуваннях зразків бетону, після 10 років впливу кліматичних факторів (а – зразок 4, б - зразок 3, в - зразок 2, г - зразок 1) з навантаженням величини ($— 0,8 \cdot R_b$, $— 0,7 \cdot R_b$, $— 0,6 \cdot R_b$, $— 0,5 \cdot R_b$, $— 0,3 \cdot R_b$, $— 0,2 \cdot R_b$) від межі бетону на стикання.



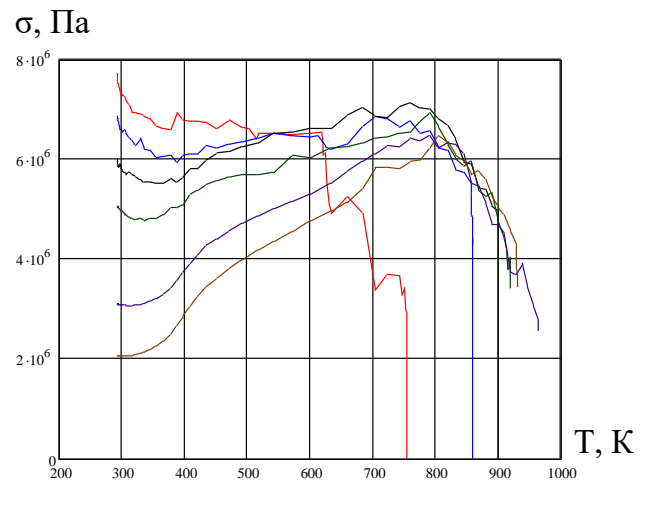
а



б



в



г

Рис. 4.11. Залежність середніх напружень від температури при комбінованих температурно-силових випробуваннях зразків бетону, після 15 років впливу кліматичних факторів (а – зразок 4, б - зразок 3, в - зразок 2, г - зразок 1) з навантаженням величини ($— 0,8 \cdot R_b$, $— 0,7 \cdot R_b$, $— 0,6 \cdot R_b$, $— 0,5 \cdot R_b$, $— 0,3 \cdot R_b$, $— 0,2 \cdot R_b$) від межі бетону на стикання.

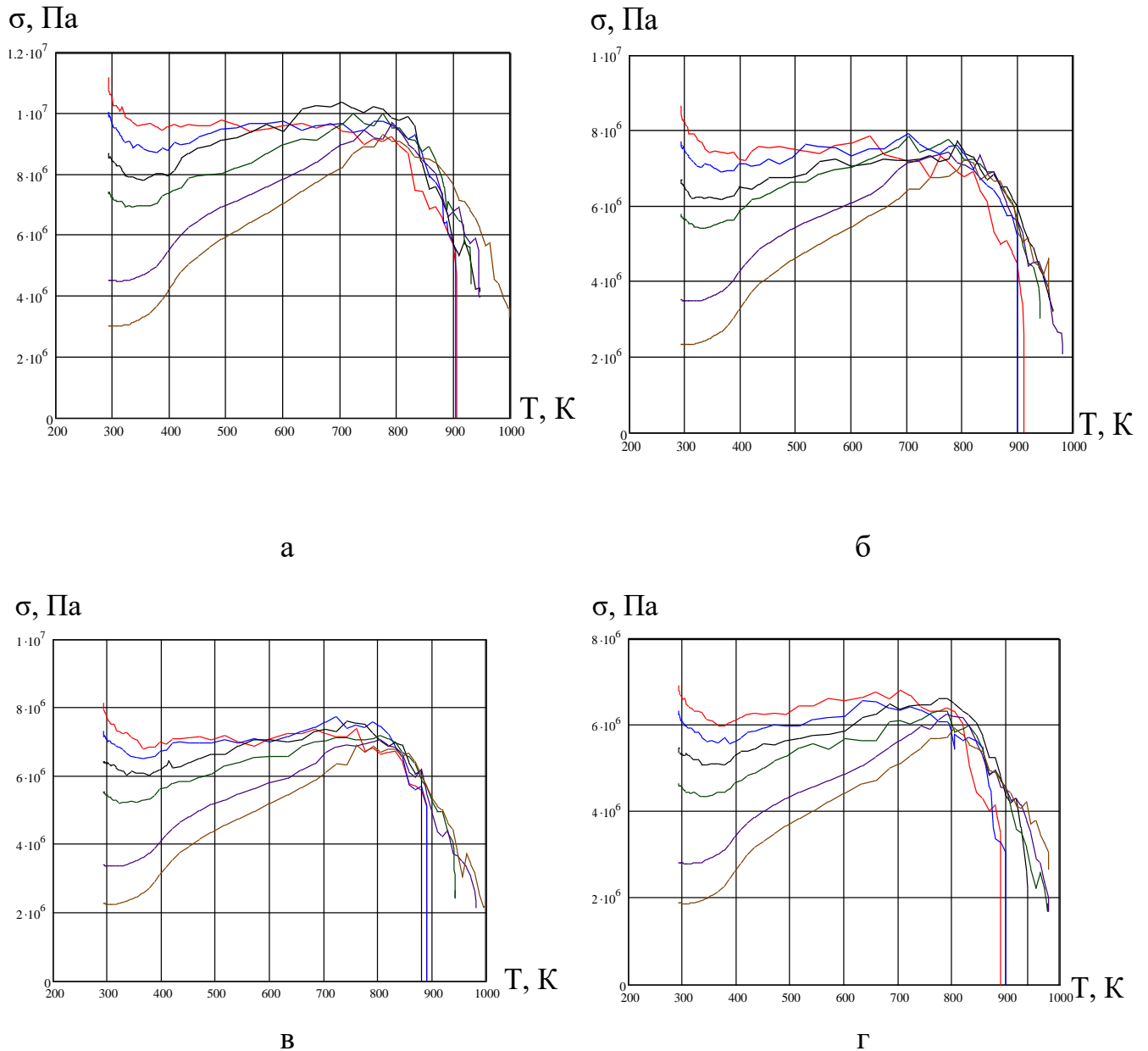
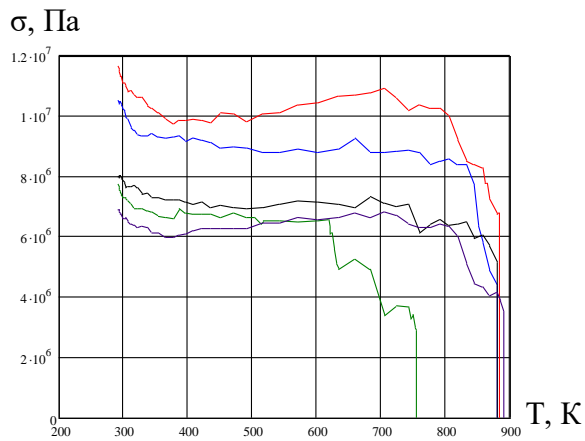
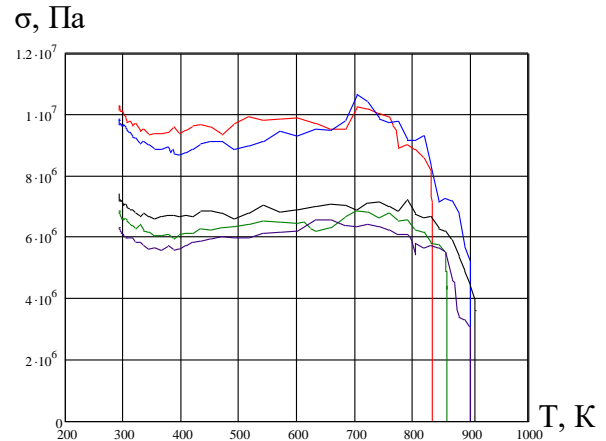


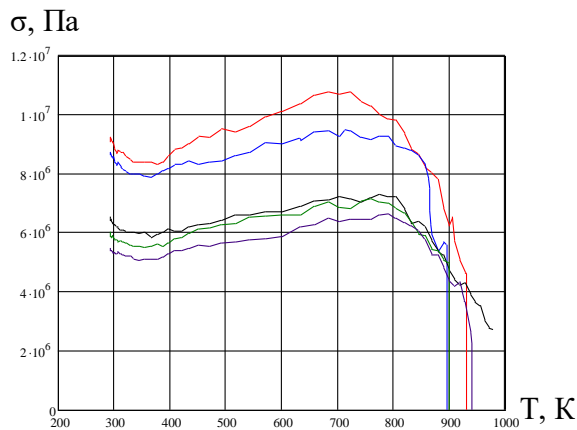
Рис. 4.12. Залежність середніх напружень від температури при комбінованих температурно-силових випробуваннях зразків бетону, після 20 років впливу кліматичних факторів (а – зразок 4, б - зразок 3, в - зразок 2, г - зразок 1) з навантаженням величини ($0.8 \cdot R_b$, $0.7 \cdot R_b$, $0.6 \cdot R_b$, $0.5 \cdot R_b$, $0.3 \cdot R_b$, $0.2 \cdot R_b$) від межі бетону на стикання.



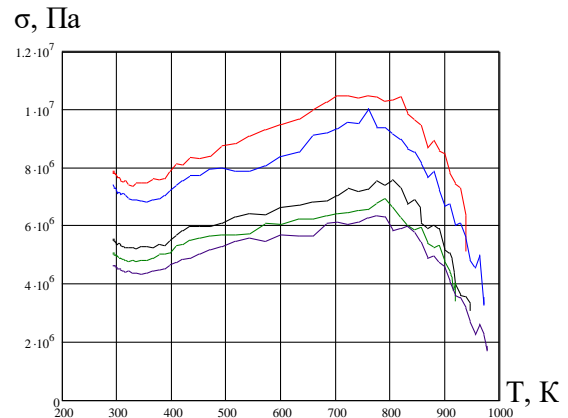
а



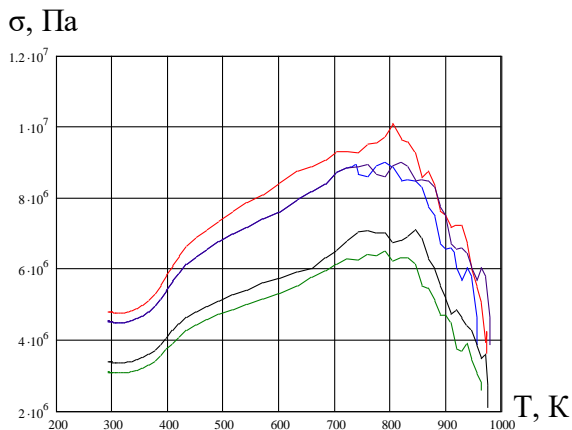
б



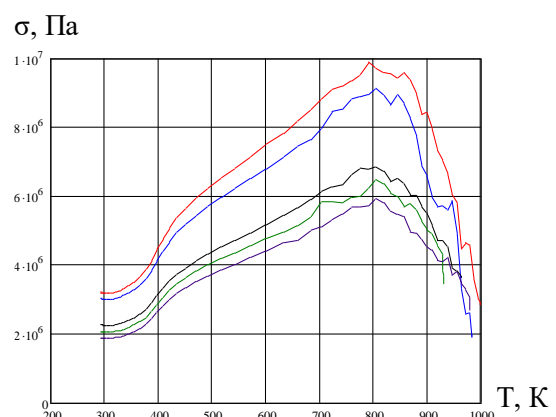
в



г



д



е

Рис. 4.13. Залежність середніх напружень від температури при комбінованих температурно-силових випробуваннях нагріву зразка 1 (а – $0,8 \cdot R_b$, б – $0,7 \cdot R_b$, в – $0,6 \cdot R_b$, г – $0,5 \cdot R_b$, д – $0,3 \cdot R_b$, е – $0,2 \cdot R_b$) в умовах стискання (— новий бетон, — бетон, після 5 років впливу кліматичних факторів, — бетон, після 10 років впливу кліматичних факторів, — бетон, після 15 років впливу кліматичних факторів, — бетон, після 20 років впливу кліматичних факторів).

4.3 Математичне моделювання напружено-деформованого стану залізобетону при термосиловому впливі

Поведінка залізобетону під час термосилового впливу носить нелінійний характер. Математичне моделювання напружено-деформованого стану (НДС) залізобетону потребує врахування багатьох чинників, зокрема ортотропії, пластичної деформацію сталі та бетону, тріщеноутворення, критеріїв руйнування бетону, рівня прикладеного навантаження та температури тощо. В даному випадку розв'язок такої задачі можливий лише за допомогою чисельних методів [123, 124]. Серед яких нам найбільше підходить МКЕ. Його ефективність пояснюється універсальністю та можливістю реалізації на ЕОМ та наявністю надійних математичних моделей ортотропної роботи композиційних матеріалів (бетону) [122, 125 - 129].

Враховуючи це, можливо розглянути розрешуюче узагальнене рівняння рівноваги КЕ в локальній системі координат в постановці методу переміщень:

$$[K_e] \{u\} = \{F_e\}_{nd} + \{F_e\}_{pr} + \{F_e\}_{th}, \quad (4.1)$$

де $[K_e]$ – матриця жорсткості КЕ, визначається за формулою:

$$[K_e] = \int_V B^T E B \, dV; \quad (4.2)$$

$\{F_e\}_{nd}$ – вектор зосереджених вузлових КЕ;

$\{F_e\}_{pr}$ – вектор розподіленого навантаження, яке прикладене до КЕ та визначається за формулою:

$$\{F_e\}_{pr} = \int_S [N_n]^T \{P\} \, dS; \quad (4.3)$$

$\{Fe\}_{th}$ – вектор температурних навантажень, які прикладені до КЕ та визначається за формулою:

$$\{Fe\}_{th} = \int_V B^T E \{\epsilon_{th}\} dV; \quad (4.4)$$

$\{u\}$ – вектор вузлових переміщень КЕ;

$\{\epsilon_{th}\}$ – вектор вузлових температурних деформацій КЕ.

У формулах (4.2) – (4.4) матриця деформацій В КЕ визначається як $B = D[N]$, де $[N]$ і $[N_n]$ відповідно матриці об'ємних інтерполяційних функцій і інтерполяційних функцій по грані КЕ, де прикладені розподілені навантаження. Рівняння (3.1) розв'язується щодо вузлових переміщень $\{u\}$, а потім, використовуючи матрицю інтерполяційних функцій, визначається переміщення усередині КЕ.

Для опису НДС елементів залізобетонної колони, яка розбита на КЕ використовується рівняння [122, 126 - 130]:

$$[K] \{q\} = \{P\}; \quad (4.5)$$

де $[K]$ – матриця жорсткості всієї системи, що складається з матриць жорсткості всіх КЕ;

$\{q\}$ – вектор шуканих переміщень вузлових точок, що складається з сум векторів переміщень вузлових точках КЕ;

$\{P\}$ – вектор сил для КЕ, що складається з сум усіх сил, які діють на КЕ.

Вид матриць розрішуючих рівнянь МКЕ визначається формою та властивостями КЕ. Згідно з рекомендаціями [127] можна сформулювати основні геометричні й фізичні властивості КЕ для опису залізобетону:

1. Для моделювання бетону використовується 8-ми вузловий гексаедричний, а для арматур 2-х вузловий стрижневий КЕ лагранжевого типу, які представлені на мал. 4.14.

2. Обидва типу КЕ є фізично нелінійними.

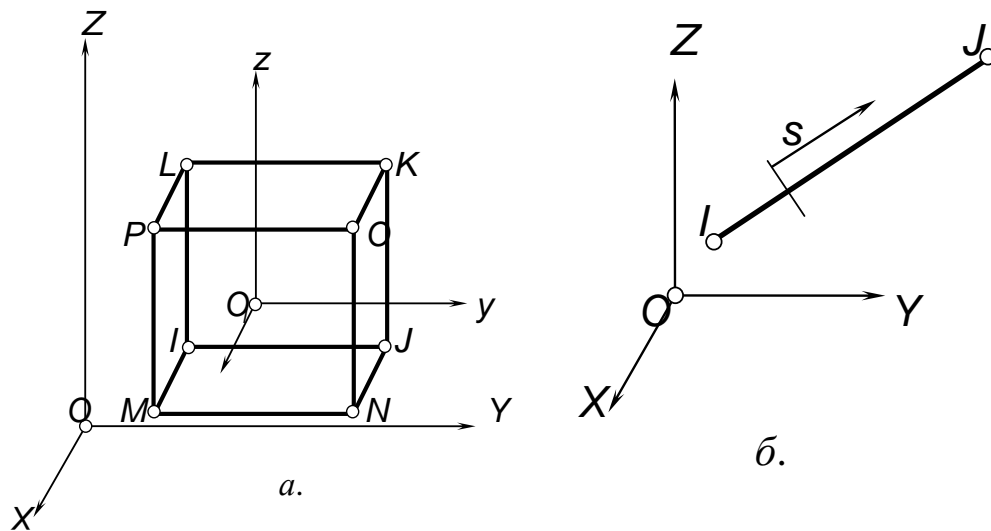


Рис. 4.14. Форма кінцевих елементів: а – гексадрічний КЕ, що моделює бетон; б – стрижневий КЕ, що моделює арматури.

Для даних КЕ інтерполяційні поліноми переміщень мають вигляд:

$$\begin{aligned}
 u_X &= \frac{1}{8}(u_{LX}(1-x)(1-y)(1-z) + u_{KX}(1-x)(1-y)(1-z) + \dots + u_{IX}(1-x)(1-y)(1-z)); \\
 u_Y &= \frac{1}{8}(u_{LY}(1-x)(1-y)(1-z) + u_{KY}(1-x)(1-y)(1-z) + \dots + u_{IY}(1-x)(1-y)(1-z)); \\
 u_Z &= \frac{1}{8}(u_{LZ}(1-x)(1-y)(1-z) + u_{KZ}(1-x)(1-y)(1-z) + \dots + u_{IZ}(1-x)(1-y)(1-z)); \\
 u_X &= \frac{1}{2}(u_{IX}(1-s) + u_{JX}(1-s)); \\
 u_Y &= \frac{1}{2}(u_{IY}(1-s) + u_{JY}(1-s)); u_Z = \frac{1}{2}(u_{IZ}(1-s) + u_{JZ}(1-s))
 \end{aligned} \quad (4.6)$$

де x, y, z, s і X, Y, Z – координати відповідно до локальної й глобальної систем координат. Для інтегрування використовуються місцеві нормалізовані координати. Маючи дані інтерполяційні поліноми легко можна одержати матриці розрішуючих рівнянь МКЕ, оскільки вони просто інтегруються.

Врахування нелінійних властивостей бетону при стисканні та арматурної сталі відбувається при використанні матеріальних матриць у такому виді [110]:

$$\mathbf{E} = \frac{E(T)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{pmatrix}, \quad (4.7)$$

де $E(T)$ і ν - відповідно залежний від температури модуль пружності й коефіцієнт Пуассона.

Для вирішення задачі визначення пластичних деформацій і відповідних їм напруг необхідно використати критерій переходу від трьохосового напруженого стану до одноосового, який одержується при механічних випробуваннях. При цьому параметри еквівалентної напруги й еквівалентної пластичної деформації для даного НДС визначається по теорії пластичної текучості матеріалу. Для обчислення параметрів НДС з врахуванням пластичної текучості із застосуванням МКЕ використовуються наступні розрахункові процедури [110].

1. Для даного кроку розв'язку за часом визначається напруга з появою пластичних деформацій для бетону або границя текучості для арматурної сталі при поточній температурі згідно з діаграмами деформування.

2. Обчислюються напруження на основі значень тільки пружних деформацій $\{\epsilon_{tr}\}$, попереднього кроку навантаження по формулі:

$$\{\sigma_{tr}\} = E \{\epsilon_{tr}\}. \quad (4.8)$$

3. Використовуючи знайдені значення отриманих напружень визначаються еквівалентні напруження по одній з моделей пластичної текучості. У цьому випадку застосовується багат шарова модель Бесселінга [110] асоціативної теорії пластичності. При даному підході діаграма деформування розбивається на кінцеві прямолінійні ділянки з певним кутом нахилу. КЕ розділяється на шари, НДС яких відповідають даній ділянці діаграми, при цьому вважається що їх деформація однакова. Співвідношення параметрів цих шарів, визначається ваговими коефіцієнтами. Еквівалентні напруги визначається по формулі:

$$\sigma_e = [3/2 \{s\}^T [M] \{s\}]^{1/2}, \quad (4.9)$$

де $\{s\}$ - вектор девіаторних напруг, які визначаються рівнянням:

$$\{s\} = \{\sigma\} - \sigma_m (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T, \quad (4.10)$$

тут σ_m – середня напруга, визначається:

$$\sigma_m = 1/3 (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z). \quad (4.11)$$

$[M]$ – матриця виду:

$$[M] = \begin{pmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & & & \\ & & & 2 & & \\ & & & & 2 & \\ & & & & & 2 \end{pmatrix}.$$

Для кожного із шарів визначається гранична пластична напруга та вагові коефіцієнти відповідно до діаграми деформування при використанні формул:

$$\sigma_{np} = \frac{1}{2(1+\nu)}(3E\varepsilon_k - (1-2\nu)\sigma_k), w_k = \frac{E - E_{Tk}}{E - [(1-2\nu)/3]E_{Tk}} - \sum_{i=1}^{k-1} w_i, \quad (4.12)$$

де $(\varepsilon_k, \sigma_k)$ - координати точки кінця кожної з лінійних ділянок на діаграмі “ σ - ε ”;

E_{Tk} - тангенс кута нахилу кожного з лінійних ділянок на діаграмі

4. При перевищенні еквівалентною напругою границі текучості визначається пластичний множник за допомогою окремої ітераційної процедури Ньютона-Рафсона з використанням формул:

$$\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [\mathbf{M}] \mathbf{E} \{d\varepsilon\}}{-\left\{ \frac{\partial F}{\partial \chi} \right\} [\boldsymbol{\sigma}]^T [\mathbf{M}] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [\mathbf{M}] \mathbf{E} \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\}}, \quad (4.13)$$

$$\left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} = \frac{3\{s\}}{2\sigma_e}$$

5. Обчислюється вектор приросту пластичних деформацій по формулі:

$$\Delta \varepsilon^{pl} = \sum_{i=1}^{N_{sv}} w_i \Delta \varepsilon_i^{pl}, \quad (4.14)$$

де N_{sv} – число шарів.

6. Визначається вектор абсолютних пластичних деформацій, пружних деформацій і напружень по формулах:

$$\{\varepsilon_{npl}\} = \{\varepsilon_{n-1pl}\} + \{\Delta\varepsilon_{pl}\}, \{\varepsilon_{el}\} = \{\varepsilon_{tr}\} - \{\Delta\varepsilon_{pl}\}, \{\sigma\} = E \{\varepsilon_{el}\}. \quad (4.15)$$

7. Обчислюється приріст й поточне значення роботи пластичних деформацій:

$$\Delta\chi = \{\sigma\}^T \{\Delta\varepsilon_{pl}\}, \chi_n = \chi_{n-1} + \Delta\chi. \quad (4.16)$$

Індекс n відноситься до поточного й попереднього часового шару.

При реалізації даного алгоритму по моделі кінетичного зміцнення в якості критерію використовується функціонал виду:

$$F = [3/2 (\{s\} - \{\alpha\})^T [M] (\{s\} - \{\alpha\})]^{1/2} - \sigma_k, \quad (4.17)$$

де σ_k – поточні напруження при даній пластичній деформації;

$\{\alpha\}$ – вектор зсуву поверхні текучості; який визначається по формулах:

$$\begin{aligned} \{\alpha\} &= 2G\{\varepsilon_{sh}\}; \{\varepsilon_{nsh}\} = \{\varepsilon_{n-1sh}\} + \{\Delta\varepsilon_{sh}\}; \\ \{\Delta\varepsilon^{sh}\} &= \frac{2EE_T}{3G(E - E_T)} \{\Delta\varepsilon^{pl}\}. \end{aligned} \quad (4.18)$$

де G – модуль здвигу.

Виникнення в бетоні колони тріщин та характер цих тріщин обумовлює необхідність, по-перше, ідентифікувати КЕ в якому виниклими тріщини, а, по-друге, модифікувати матрицю механічних властивостей бетону.

Критерій руйнування бетону при складному напруженому стані може бути виражений у таким виразом:

$$F/Rb - B \geq 0, \quad (4.19)$$

де F – функція стану головних напруг ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$).

Якщо умова (4.19) не виконується, то тріщеноутворення не відбувається. При цьому всі напружені стани обмежуються певною поверхнею B , яка визначається головними напругами й п'ятьма міцнесними параметрами $Rb, Rbt, Rcb, Rcbt$ і $Rbt\sigma$.

Згідно з теорією міцності Willam і Warnke [110, 130] поверхня руйнування може бути задана з використанням меж міцності на стискання і на розтяг Rb, Rbt , інші параметри можна визначити по формулах:

$$Rcbt = 1.2Rb, Rbt\sigma = 1.45Rb, Rcb = 1.725Rb \quad (4.20)$$

Критерій міцності (4.19) є складеним і поверхня руйнування будується на основі розгляду чотирьох можливих варіантів руйнування.

Для випадку напруженого стану $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (стиск–стиск–стиск) критерії F і B визначаються з виразів:

$$F_1 = \frac{1}{\sqrt{15}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2},$$

$$B_1 = \frac{2r_1(r_2^2 - r_1^2)\cos\eta + r_2(2r_1 - r_2)[4r_1(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{1/2}}{4r_1(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\eta + (2r_1 - r_2)^2}, \quad (4.21)$$

$$\cos\eta = \frac{2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2} \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \right)^{1/2}},$$

$$r_1 = a_0 + a_1 \xi + a_2 \xi^2, r_2 = b_0 + b_1 \xi + b_2 \xi^2, \xi = \sigma_m/Rb.$$

Параметри a_0, a_1, a_2, b_0, b_1 і b_2 визначаються при розв'язку систем рівнянь:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{R_b} (\sigma_1 = R_{bt}, \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \\ \frac{F_1}{R_b} (\sigma_1 = 0, \sigma_2 = \sigma_3 = -R_{cbt}) \\ \frac{F_1}{R_b} (\sigma_1 = -\sigma_m, \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_m - R_{bt\sigma}) \end{array} \right\} = \begin{pmatrix} 1 & \xi_t & \xi_t^2 \\ 1 & \xi_{cb} & \xi_{cb}^2 \\ 1 & \xi_1 & \xi_1^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix}, \quad (4.22)$$

$$\xi_t = R_{bt}/3R_b, \xi_{cb} = -2R_{cbt}/3R_b, \xi_1 = -\sigma_m/R_b - 2R_{bt\sigma}/3R_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{F_1}{R_b} (\sigma_1 = \sigma_2 = 0, \sigma_3 = -R_b) \\ \frac{F_1}{R_b} (\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_m, \sigma_3 = -\sigma_3 - R_{cb}) \\ \frac{F_1}{R_b} (\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 0) \end{array} \right\} = \begin{pmatrix} 1 & -\frac{1}{3} & \frac{1}{9} \\ 1 & \xi_2 & \xi_2^2 \\ 1 & \xi_0 & \xi_0^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{pmatrix}, \quad (4.23)$$

$$\xi_2 = -\sigma_m/R_b - R_{cb}/3R_b.$$

Параметр ξ_0 є позитивним коренем рівняння:

$$r_2(\xi_2) = a_0 + a_1\xi_0 + a_2\xi_0^2 \quad (4.24)$$

Тому що поверхня руйнування повинна залишитися опуклою, відношення r_1/r_2 повинне бути в діапазоні $0.5 < r_1/r_2 < 1.25$. Коефіцієнти $a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$ повинні задовольняти умовам:

$$a_0 > 0, a_1 \leq 0, a_2 \leq 0, b_0 > 0, b_1 \leq 0, b_2 \leq 0. \quad (4.25)$$

Таким чином, поверхня руйнування є замкненою й визначає руйнування при високому середньому напруженні ($\xi > \xi_2$).

Для випадку напруженого стану $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (розтягання–стиск–стиск) критерії F і B визначаються з виразів:

$$F_2 = \frac{1}{\sqrt{15}} \sqrt{(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2},$$

$$B_2 = \frac{2p_1(p_2^2 - p_1^2)\cos\eta + p_2(2p_1 - p_2)[4p_1(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + 5p_1^2 - 4p_1p_2]^{1/2}}{4p_1(p_2^2 - p_1^2)\cos^2\eta + (2p_1 - p_2)^2}, \quad (4.26)$$

$$p_1 = a_0 + a_1 \zeta + a_2 \zeta^2, p_2 = b_0 + b_1 \zeta + b_2 \zeta^2, \xi = 1/3(\sigma_2 + \sigma_3).$$

Параметри a_0, a_1, a_2, b_0, b_1 і b_2 визначаються при розв'язку систем рівнянь (4.21) – (4.23).

При виконанні даного критерію утворення тріщин відбувається в площині, перпендикулярній головному напруженню σ_1 .

Для випадку напруженого стану $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (розтягання–розтягання–стиск) критерії F і B визначаються з виразів:

$$F_3 = \sigma_i; (i = 1, 2),$$

$$B_3 = (Rbt/Rb)(1 + \sigma_3/B_2(\sigma_i, 0, \sigma_3)), i = 1, 2. \quad (4.27)$$

Якщо критерій руйнування виконується для кожного значення $i = 1, 2$, то утворення тріщин відбувається в площині, перпендикулярній головним напруженням σ_1 і σ_2 . Якщо критерій руйнування задовольняється тільки при $i = 1$, утворення тріщин відбувається в площині, перпендикулярній головному напруженню σ_1 .

Для випадку напруженого стану $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (розтягання–розтягання–розтягання) критерії F і B визначаються з виразів:

$$F4 = \sigma_i; (i = 1, 2, 3), \quad ($$

$$B4 = (Rbt/Rb). \quad 4.28)$$

Якщо умова руйнування виконується для напрямків 1, 2 і 3, то утворення тріщин відбувається в площинах, перпендикулярних головним напруженням σ_1 , σ_2 и σ_3 . Якщо умова руйнування виконується для напрямків 1 і 2, утворення тріщин відбувається в площинах, перпендикулярних головним напруженням σ_1 , σ_2 . Якщо умова руйнування виконується для напрямку 1, розтріскування матеріалу відбувається в площині, перпендикулярній головному напруженню σ_1 . Обчислення по даному алгоритму відбувається тільки в точках інтегрування, або у вузлах КЕ.

При наявності відкритої тріщини в точках інтегрування КЕ матриця E модифікується за рахунок уведення площин ослаблення перпендикулярно поверхні тріщини. Також вводиться коефіцієнт β_t передачі дотичних напружень через береги відкритої тріщини, який описує взаємне ковзання берегів тріщини.

Якщо в точці інтегрування з'явилася тріщина в одному напрямку, матриця E записується в такому виді:

$$E_{ck} = \frac{E(T)}{(1+\nu)} \begin{pmatrix} \frac{R_t(1-\nu)}{E(T)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{1}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{pmatrix}. \quad (4.29)$$

індекс ck означає, що матриця побудована для локальної системи координат, осі якої збігаються з осями головних напруг, а її вісь xck перпендикулярна площини тріщини. Rt – адаптивний параметр, що вводиться для поліпшення збіжності обчислювального процесу й рівний $Rt = 0,6$.

Якщо тріщини в одному або більше напрямків є закритими, для цього випадку використовується коефіцієнт передачі дотичних напружень β_{iz} через їхні береги, а матриця властивостей запишеться в такому виді:

$$\mathbf{E}_{ck} = \frac{E(T)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{(1-2\nu)}{2} \end{pmatrix}. \quad (4.30)$$

Якщо з'явилася відкрита тріщина у двох або в трьох напрямках, матриця E_{ck} запишеться у вигляді:

$$\mathbf{E}_{ck} = E(T) \begin{pmatrix} \frac{R_t}{E(T)} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R_t}{E(T)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} \end{pmatrix}. \quad (4.31)$$

Трансформація матриці для локальної системи координат КЕ здійснюється по формулі:

$$E = [Tck]T E_{ck} [Tck], \quad (4.32)$$

де $[Tck]$ – матриця переходу, записана через одиничні вектора відповідних систем координат.

Деформація бетону із тріщиною записується залежно від виду наявної тріщини:

$$\varepsilon_{ck} = \varepsilon_x^{ck} + \frac{\nu}{1-\nu} \varepsilon_y^{ck} + \varepsilon_z^{ck}, \text{ при відсутності тріщин;}$$

$$\varepsilon_{ck} = \varepsilon_x^{ck} + \nu \varepsilon_z^{ck}, \text{ при наявності однієї тріщини в напрямку осі } y \quad (4.33)$$

$$\varepsilon_{ck} = \varepsilon_x^{ck}, \text{ при наявності двох тріщин у напрямках по осях } y \text{ і } z$$

$\varepsilon_x^{ck}, \varepsilon_y^{ck}, \varepsilon_z^{ck}$ - компоненти вектора деформацій $\{\varepsilon^{ck}\}$ у точках інтегрування КЕ із тріщинами, який визначається по формулі:

$$\{\varepsilon_{ck}\} = [Tck] \{\varepsilon I\}, \quad (4.34)$$

де $\{\varepsilon I\}$ – вектор повної деформації в КЕ на даному кроці навантаження, обумовлюється виразом:

$$\{\varepsilon'_n\} = \{\varepsilon_{n-1}^{el}\} - \{\Delta\varepsilon_n\} - \{\Delta\varepsilon_n^{th}\} - \{\Delta\varepsilon_n^{pl}\} \quad (4.35)$$

де $\{\varepsilon_{n-1}^{el}\}$ – пружна деформація на попередньому кроці навантаження;

$\{\Delta\varepsilon_n\}$ – повне збільшення пружної деформації на поточному кроці навантаження;

$\{\Delta\varepsilon_n^{th}\}$ – збільшення температурної деформації на поточному кроці навантаження;

$\{\Delta\varepsilon_n^{pl}\}$ – збільшення пластичної деформації на поточному кроці навантаження.

Якщо вектор $\{\varepsilon_{sk}\}$ більше 0 тріщина вважається відкритою, якщо немає то закритою.

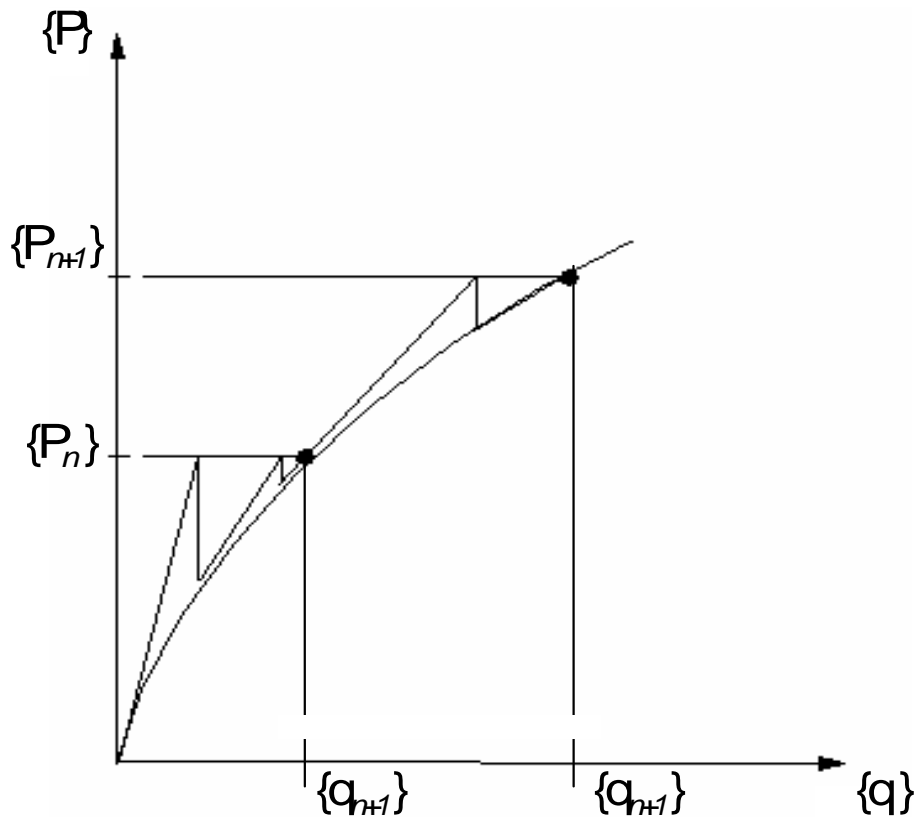


Рис. 4.15. Графічне вираження використаних ітераційних процедур методу Ньютона-Рафсона.

При розв'язку системи розрішуючих рівнянь МКЕ (4.1) – (4.5) з обліком фізичної та геометричної нелінійності застосовується ітераційна процедура методу Ньютона-Рафсона. Для реалізації ітераційного процесу при даних видах нелінійностей основні розрішуючі рівняння МКЕ записуються в інкрементальній постановці:

$$[\mathbf{K}(\{q_n\})] \{\Delta q\} - \{\mathbf{P}(\{q_n\})\} = 0; \quad (4.36)$$

Це значить що діюче навантаження прикладається не відразу а у кілька кроків. У цьому випадку дуже зручним є параметр часу, який фіксує поточний стан прикладених навантажень і деформацій, які ними викликані. Ітераційний процес відбувається з використанням такого виразу:

$$\{q_{n+1}\} = \{q_n\} + [K(\{q_n\})]^{-1} \{\delta \mathbf{P}\}. \quad (4.37)$$

Графічно даний процес може бути представлений схемою, яка показана на рис. 4.15.

Таким чином, процес обчислення триває поки не буде досягнута прийнятна точність шуканого розв'язку.

4.4 Результати розрахунків межі вогнестійкості залізобетонної колони

За результатами проведення температурно-силових випробувань визначено залежність коефіцієнту зниження міцності бетону (4.1) під дією температури (рис. 4.16).

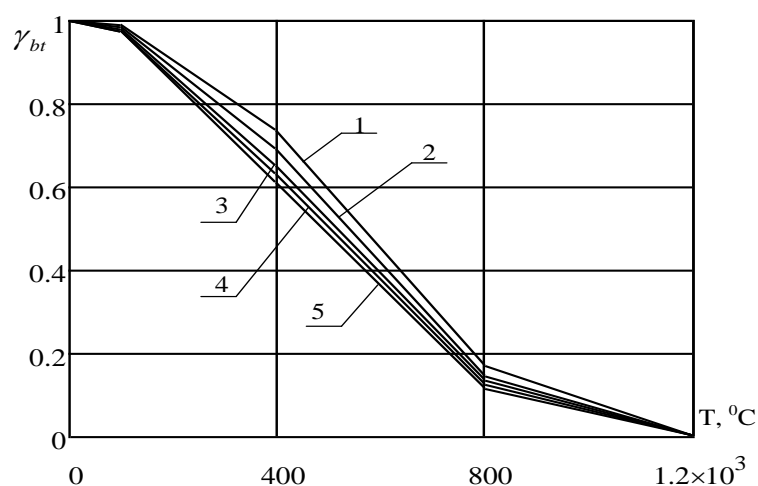


Рис. 4.16. Характерна залежність коефіцієнта зниження міцності бетону від температури (1 – бетон, який не зазнав кліматичного впливу, 2, 3, 4, 5 – бетон, після 5, 10, 15 та 20 років впливу кліматичних факторів).

З цього рисунку видно, що зі збільшенням тривалості впливу кліматичних факторів міцність бетону знижується.

Для визначення вогнестійкості залізобетонних колон розв'язано статичну задачу з використанням МКЕ, який реалізовано в середовищі ANSYS Multiphysics.

Розрахунок проводився для залізобетонної колони з важкого бетону В30 на гранітному заповнювачі, розмірами перерізу 300×300 мм та довжиною 3500 мм, з повздовжньою арматурою діаметром 21 мм зі сталі А400 та поперечною арматурою діаметром 8 мм зі сталі А240, захисний шар бетону складає 42 мм, на кінцях колона має додаткове армування для протидії стискаючим навантаженням з коміркою 5×5 та діаметром арматури 6 мм. Геометричні розміри колони ідентичні розмірам колон, які досліджував Мілованов А.Ф. [131]. Розрахункова схема колони показана на рис. 4.17.

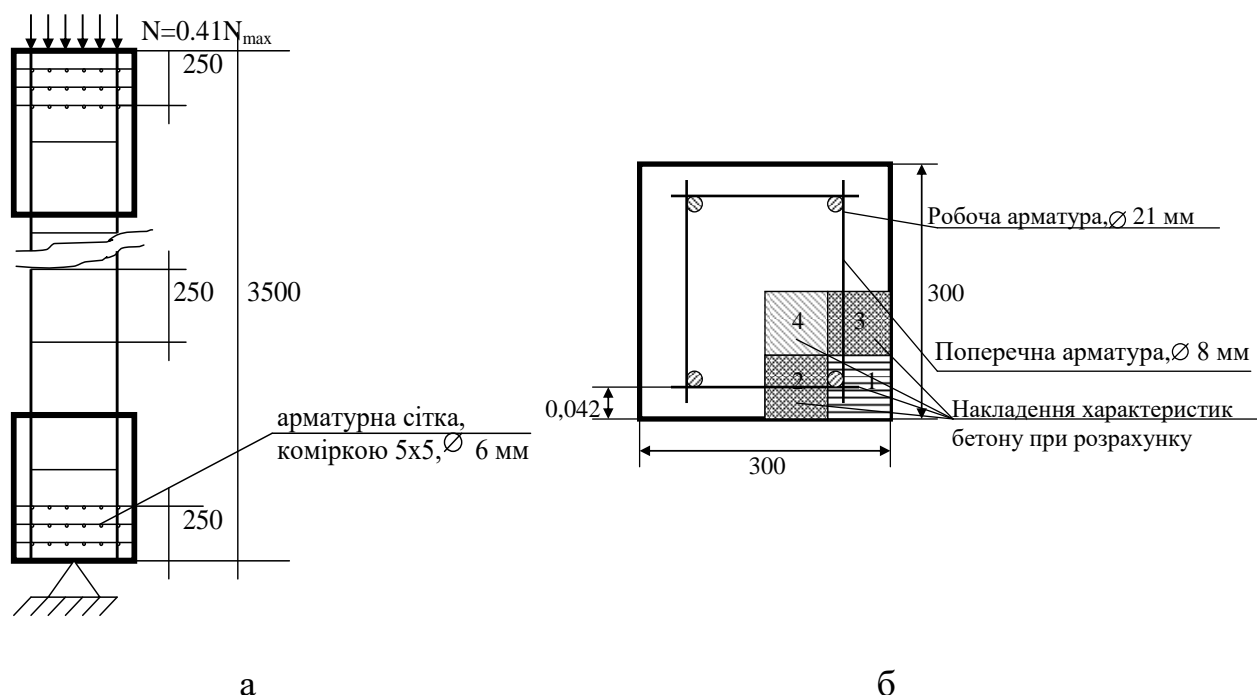


Рис. 4.17. Розрахункова схема колони для проведення розрахунку вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності (а – повздовжній вигляд, б – поперечний вигляд).

Розрахунок НДС залізобетонної колони проводився з врахуванням змін теплофізичних та міцнісних характеристик бетону після впливу кліматичних факторів. При розрахунку, міцнісні характеристики відповідних зразків бетону, закладаються в модель з урахуванням симетрії, як показано на рис. 4.17 (б).

Розрахунок в середовищі ANSYS Multiphysics проведено з урахуванням всіх факторів, які можуть виникати в залізобетонній колоні при температурно-силових впливах. При розрахунку враховувалась неоднорідність бетону. Основні прийняті математичні моделі поведінки залізобетону при температурно-силових впливах представлені у табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Основні розрахункові математичні моделі
напружено-деформованого стану залізобетону

Особливість поведінки залізобетону	Мат. модель, що використовується	Джерело
Базові рівняння НДС	Розрішуючі рівняння МКЕ	[110, 122, 127, 132]
Пластична деформація сталі	Багатошарова модель Беселінга асоціативної теорії пластичності	[110, 132]
Фізич. і геом. нелінійність поведінки.	Ітеративний метод Ньютона-Рафсона	[110, 122, 127]
Критерій руйнування бетону	Складений критерій Віллема і Варнке	[110, 122, 127, 132]
Тріщеноутворення	Збірний критерій міцності бетону	[110, 130]
Пластична деформація бетону	Багатошарова модель асоціативної теорії пластичної текучості	[110, 122, 127]

Визначення межі вогнестійкості залізобетонної колони проводиться в 5 етапів для відтворення умов випробування колони на вогнестійкість.

1. Вирішується теплотехнічна задача для перерізу колони при рівномірному прогріві для середовища, яке прогривається згідно стандартної температурної кривої пожежі.

2. Визначається руйнуюче механічне навантаження для даної колони N_{max} за результатами проведення комбінованих випробувань бетонних зразків.

3. До КЕ моделі для вирішення міцнісної задачі прикладається робоче навантаження, яке складає $0,41 N_{max}$.

4. Після розрахунку НДС колони при дії навантаження на кожній хвилині прикладається відповідний температурний розподіл та розраховується НДС колони. Завершення розрахунку відбувається при виконанні наступних умов:

- досягнення граничної кількості кроків навантаження;
- виникнення необхідності розрахунку внаслідок недопустимого спотворення КЕ;
- виникнення зайвих ступенів свободи;
- досягнення допустимої величини пластичної деформації, яка прийнята до розрахунку.

Межа вогнестійкості визначається за ознакою виникнення пластичного шарніру:

- загин на кривих глобальних переміщень;
- досягнення граничних величин глобальних переміщень;
- виникнення критичних пластичних деформацій в арматурі.

5. Після визначення межі вогнестійкості колони, модель верифікується по експериментальним даним. (В нашому випадку, по результатах дослідження залізобетонних колон Міловановим А.Ф. [131]).

Результати розв'язку теплотехнічної задачі для нашої колони представлено в 3 розділі.

Руйнуюче механічне навантаження (N_{max}) для даної колони визначалось за результатами комбінованих випробувань, результати, яких показано на рис. 4.2-4.6.

Розрахунок міцнісної задачі в середовищі ANSYS Multiphysics проводився методом кінцевих елементів. Кінцево-елементна модель колони (рис. 4.17) представлена на рис. 4.18.

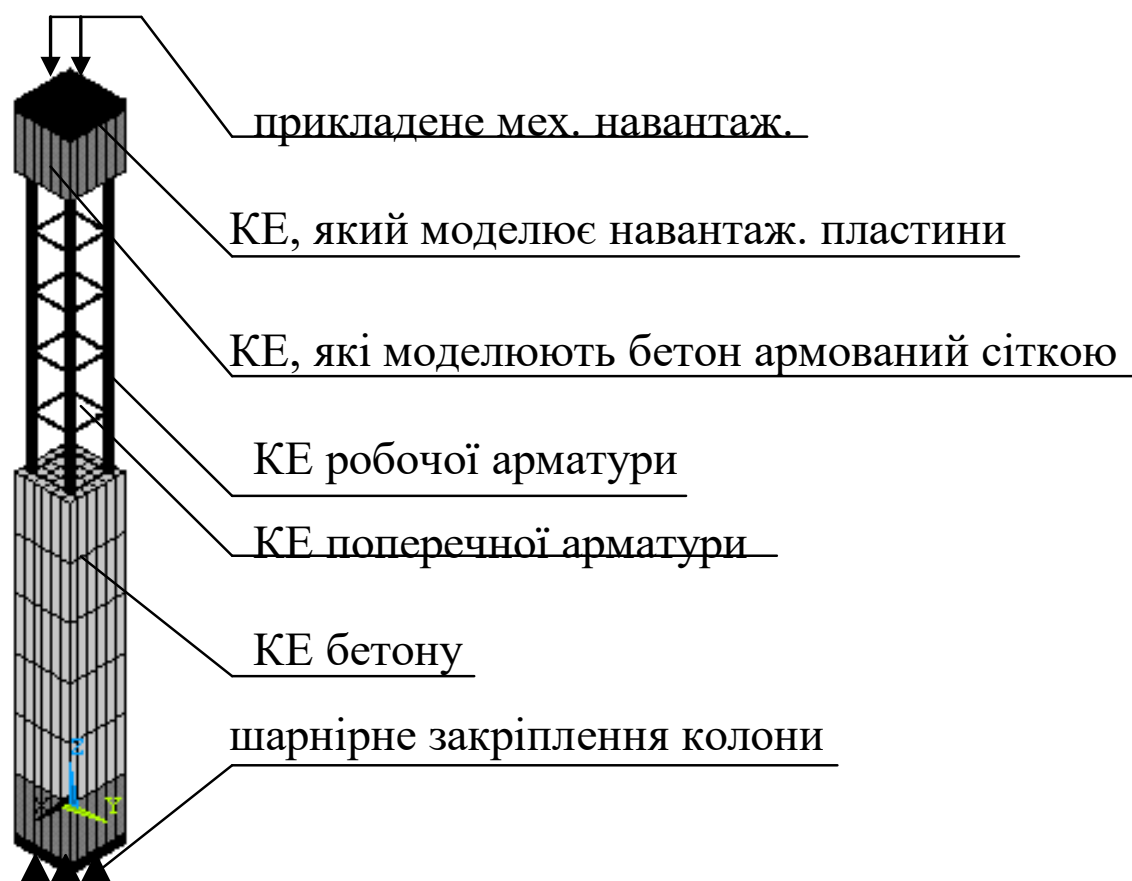


Рис. 4.18. Кінцево-елементна модель залізобетонної колони для розрахунку на вогнестійкість.

Для статичної задачі використовується розрахунок з врахуванням геометричної та фізичної нелінійності при покроковому прикладенні навантаження. Криві деформації бетону та арматури при різних температурах згідно моделі, яка запропонована в Eurocode2 з спадаючою прямолінійною ділянкою показано на рис. 4.19.-4.21.

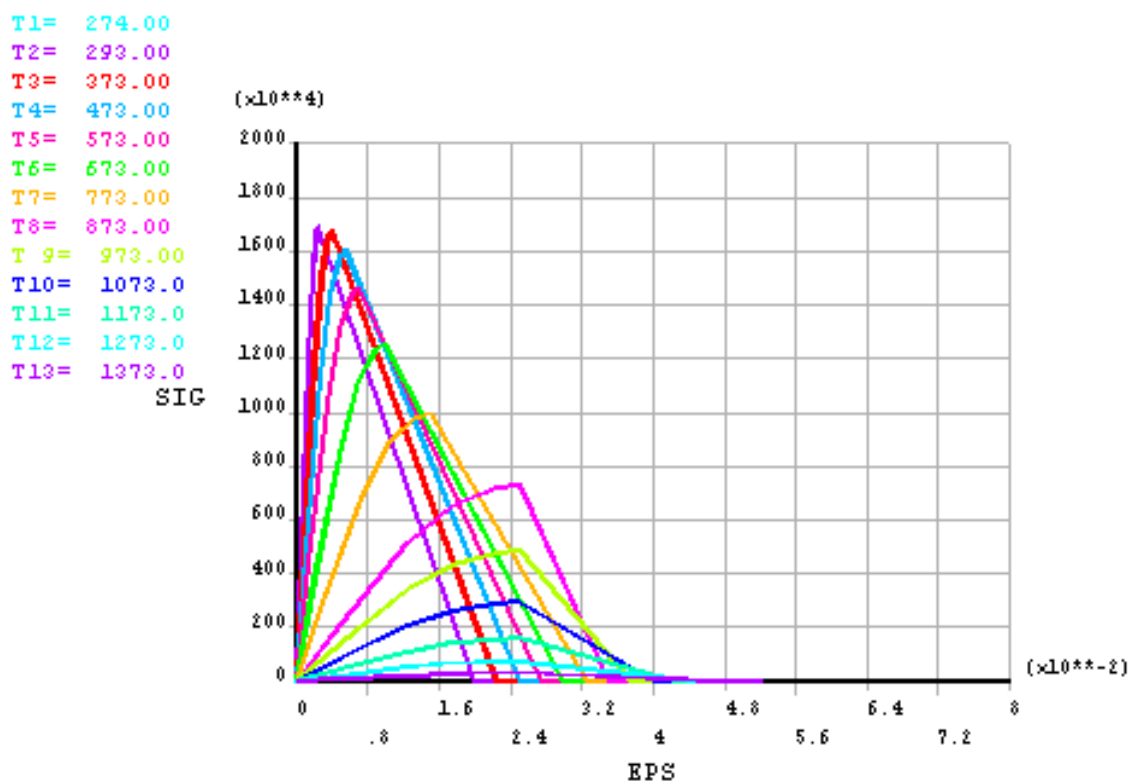


Рис. 4.19. Діаграми деформації бетону.

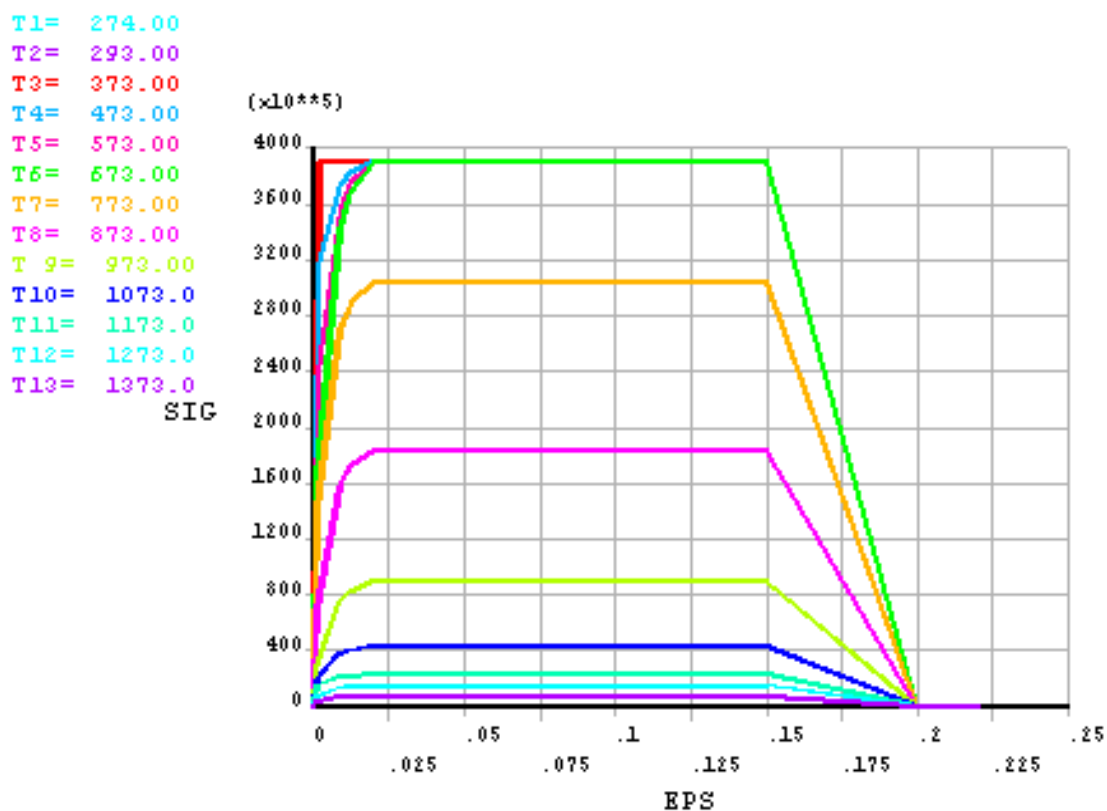


Рис. 4.20. Діаграми деформації робочої арматури.

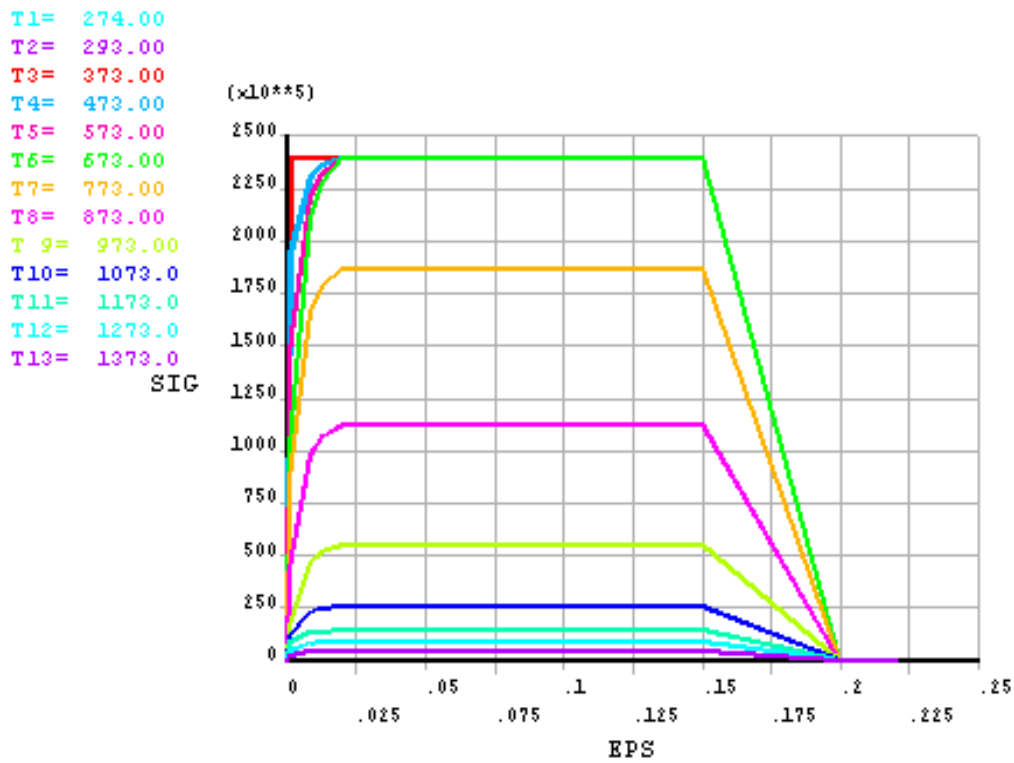


Рис. 4.21. Діаграми деформації поперечної арматури.

На рис. 4.22 представлено схеми КЕ для розв'язку статичної задачі.

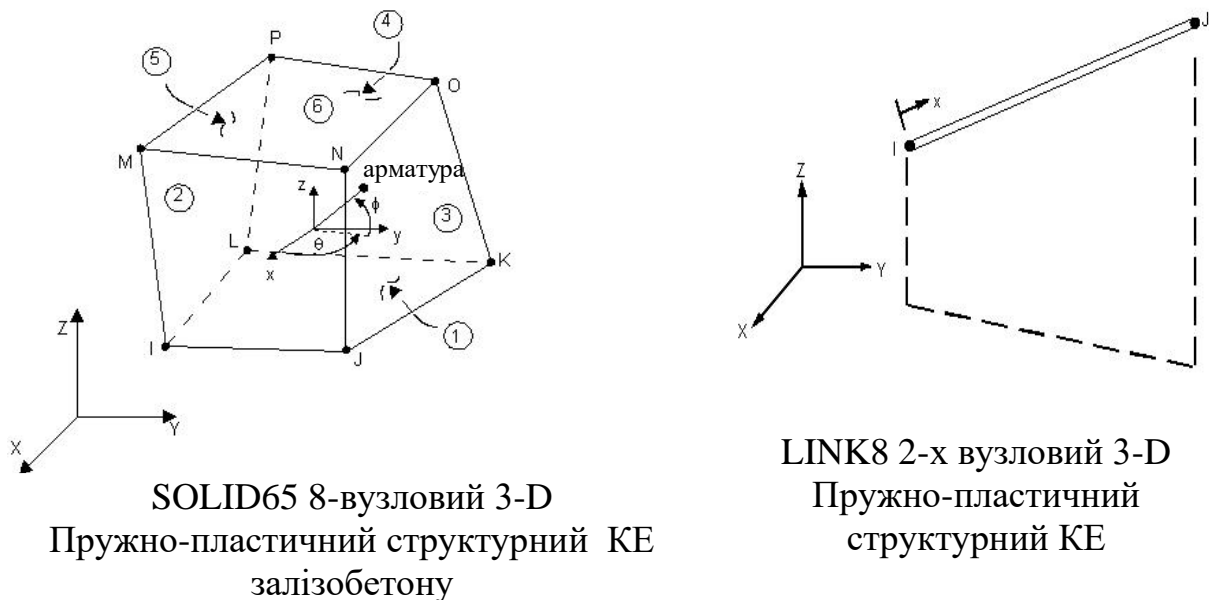


Рис. 4.22. Геометрія і особливості структурних кінцевих елементів для моделювання бетону і арматури: 1, 5, 4 – тріщини, які утворені в площинах граней 2, 3, 6 кінцевого елемента SOLID65.

Для моделювання в ANSYS стандартним є KE SOLID65 (бетон і/чи залізобетон з розмазаною по об'єму арматурою).

У властивостях SOLID65 закладена можливість розтріскування згідно з складеним критерієм руйнування Віллема і Варнке та врахування вносимої ортотропії властивостей. Також можливо враховувати пластичну текучість. LINK8 також може пластично деформуватись і може врахувати преднапружений стан.

Для апробації методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, прикладаючи результати розрахунку теплової задачі в якості навантаження, було проведено розрахунок НДС залізобетонної колони, бетон якої не зазнав впливу кліматичних факторів при її нагріві на кожному з кроків, який відповідає 1 хвилині випробування.

На рис. 4.23 показано розподіл повздовжніх напружень на деформаційних схемах колони в різні моменти часу.

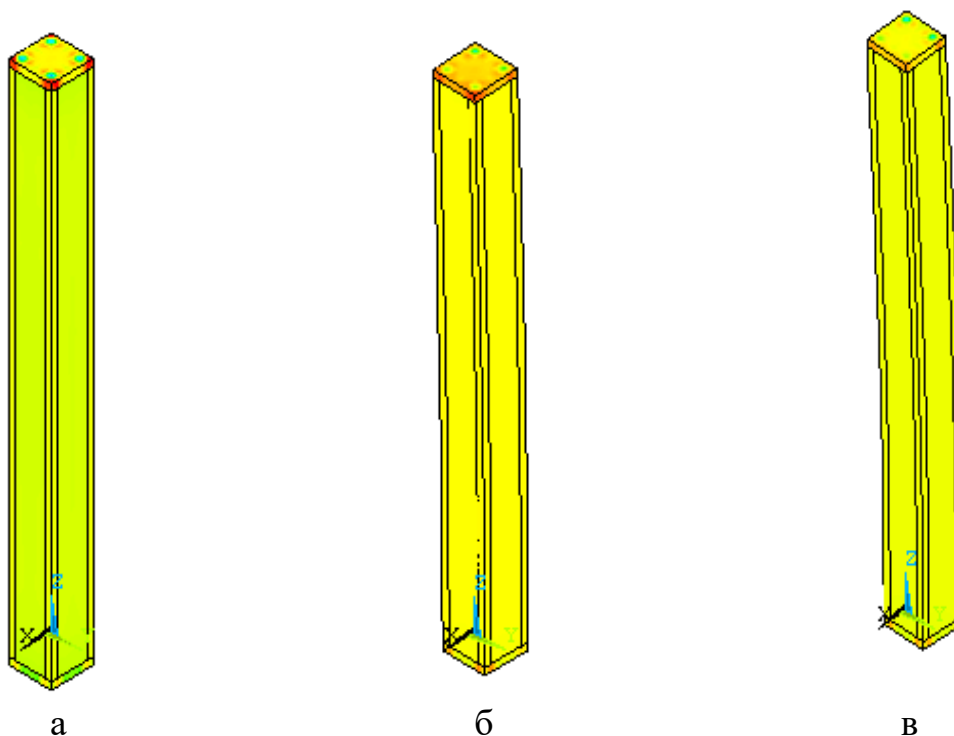


Рис. 4.23. Розподіл повздовжніх напружень в колоні (а - 25 хвилина, б – 80 хвилина, в – 90 хвилина).

На рисунках 4.24 - 4.25 показано розподіл виникнення тріщин в колоні в результаті комбінованого температурно-силового впливу. Нормаль до країв тріщини відповідає нормалі окружності, яка символізує тріщину. Червоним кольором позначено первинні тріщини, які отримано в точках інтегрування. Відповідно зеленій і синій кольори – вторинні та третинні тріщини. Після виникнення додаткових тріщин елемент вважається зруйнованим та не вносить вклад в жорсткість матеріалу.

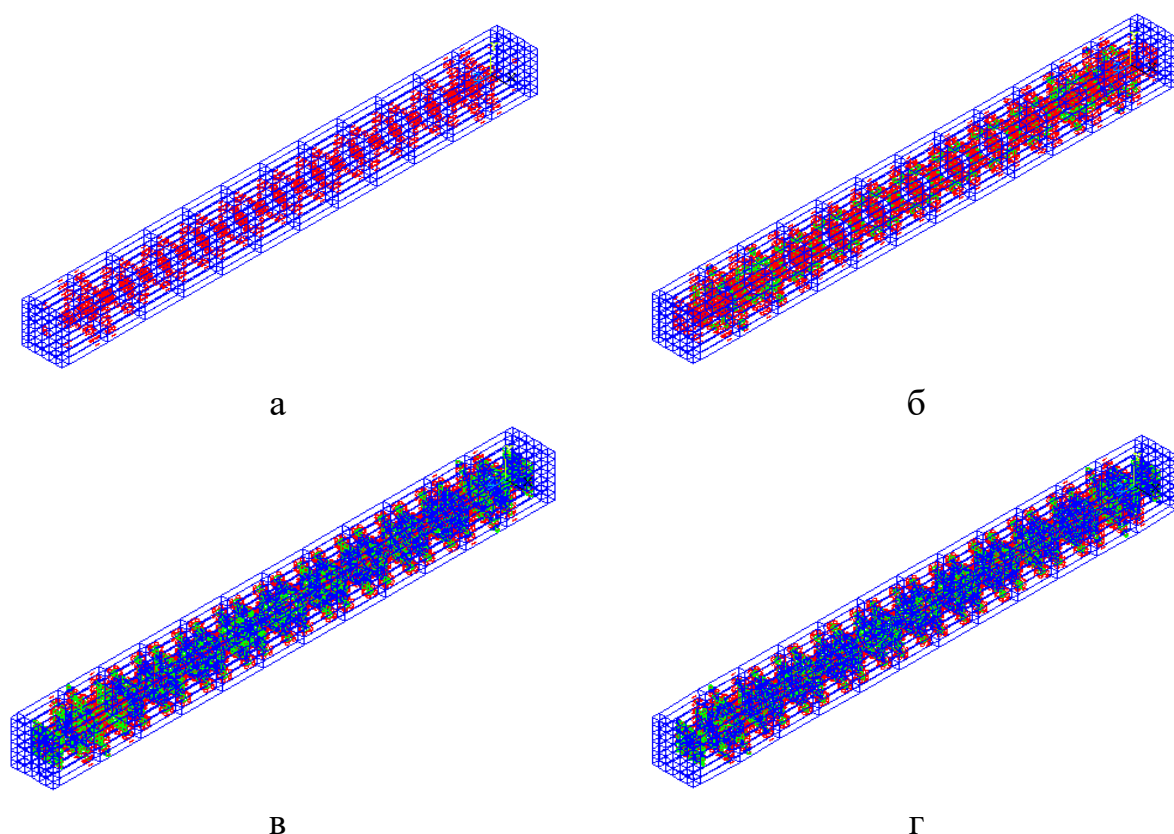


Рис. 4.24. Розподіл дефектів в колоні (а - 3 хвилина, б – 10 хвилина, в – 20 хвилина, г – 80 хвилина).

Аналізуючи характер пошкодження в колоні при температурно-силовому впливі, можна зробити висновок, що більша частина тріщин утворюється в серцевині (внутрішній шар колони, віддалений від поверхні приблизно на 5 см) колони. Це відбувається через те, що поверхневий шар бетону внаслідок температурного впливу стає пластичним та не сприймає більше стискаючого навантаження, яке в свою чергу починає сприймати

тільки серцевина колони тому там і виникає більшість тріщин. І тому, настання межі вогнестійкості для колони відбувається при втраті стійкості внутрішнього шару бетону. Процес втрати вогнестійкості починається з випучування робочої арматури, внаслідок температурних деформацій та дефектів серцевини колони та пластичності зовнішнього шару бетону. Після цього колона починає втрачати свої несучі властивості, наростає прогин, через пошкодження арматури та втрати стійкості серцевини колони, до настання критичних значень.

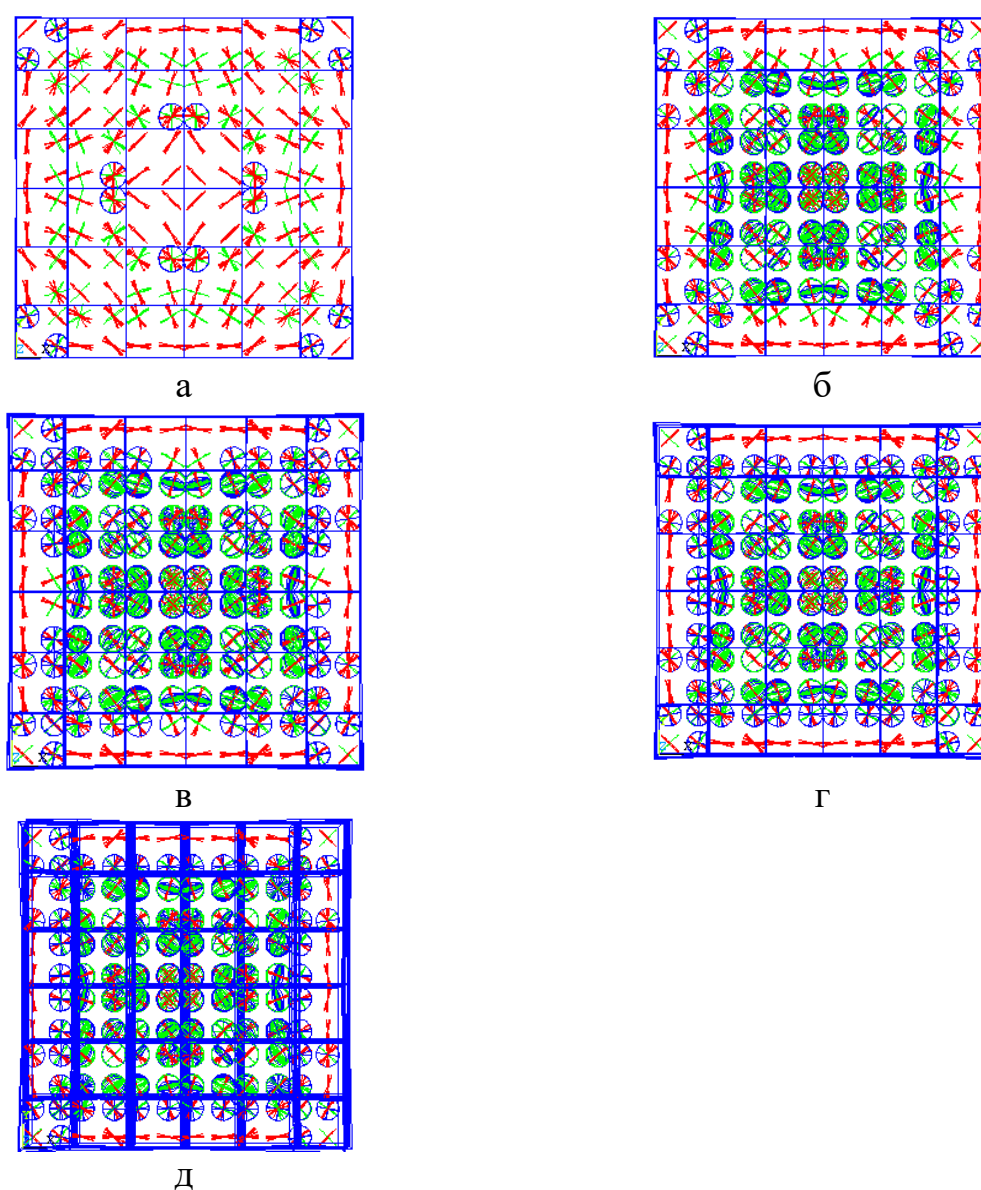


Рис. 4.25. Розподіл дефектів в перерізі колони (а - 10 хвилина, б – 20 хвилина, в – 40 хвилина, г – 60 хвилина, д – 80 хвилина).

В результаті проведеного розрахунку НДС залізобетонної колони побудовано залежність повздовжньої деформації від часу (рис. 4.26). На цьому графіку чітко просліджується момент втрати стійкості залізобетонної колони при різкому наростанні переміщень, що дозволяє знайти межу вогнестійкості, яка співпадає з настанням даного моменту. Таким чином межа вогнестійкості залізобетонної колони складає 87 хвилин.

На рис. 4.26 показана крива повздовжнього переміщення колони.

Даний графік умовно можна розбити на 4 ділянки.

1 ділянка – початкові від’ємні переміщення, які створюються прикладеним механічним навантаженням (співпадає з віссю ординат).

2 ділянка – додатні переміщення при температурному розширенні колони в області пружності.

3 ділянка – додатні переміщення при температурному розширенні колони в області пластичної деформації бетону.

4 ділянка – закрита ділянка після втрати стійкості колони.

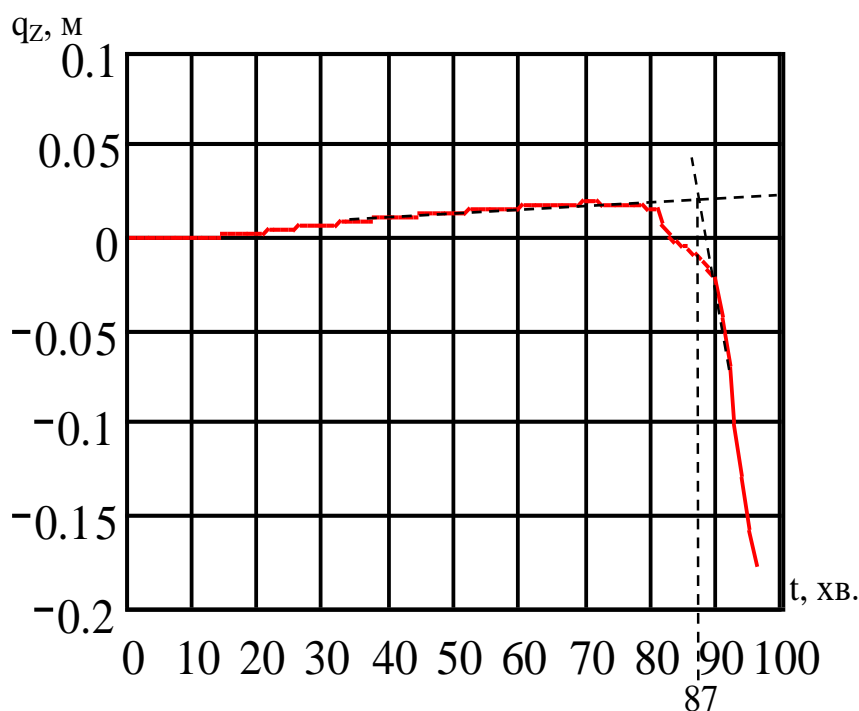


Рис. 4.26. Залежність повздовжньої деформації залізобетонної колони від тривалості вогневого впливу.

Для колони важко проводити верифікацію, тому що обмаль даних про параметри НДС, включаючи дані про глобальні деформації. Тому верифікацію проводимо по значенню межі вогнестійкості, яке визначено експериментально за видимими ознаками руйнування колони у вигляді випучування та оголення робочої арматури, хоча це і недостатньо точний показник. Порівняння результатів наших досліджень з даними експерименту, який провів А.Ф. Міловановим [131] для колони з ідентичними геометричними та структурними характеристиками представлено в табл. 4.4.

Як видно з табл. 4.4 експериментально визначена межа вогнестійкості зазначеної колони складає 85 хвилин. Відмінність результатів в 2 хвилини є прийнятним результатом. Аналіз характеру руйнування залізобетонної колони, яку досліджував Мілованов А.Ф., з тим, який отримано за результатами наших розрахунків, показав, що втрата несучої здатності відбувається за таким самим механізмом. Спочатку, внаслідок високотемпературного впливу периферійний шар бетону втрачає свої деформаційні властивості та перестає сприймати прикладене навантаження. Після цього, відбувається оголення повздовжньої арматури через різну, з бетоном, швидкість температурного розширення та нерівномірності прогріву перерізу бетону та арматури.

Остаточна втрата несучої здатності залізобетонної колони настає після досягнення внутрішнім шаром бетону, який сприйняв все навантаження, деформацій на стискання, які відповідають граничним.

В результаті проведеного порівняння, можна зробити висновок, що результати наших досліджень дають прийнятний збіг з результатами експериментальних досліджень, що дозволяє використовувати дану методику для визначення межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

Порівняння результатів наших досліджень вогнестійкості залізобетонної колони з результатами, які отримав Мілованов А.Ф.

Вид колони	Межа вогнестійкості, хв	Відносне відхилення, %	Температура в арматурному шарі в момент руйнації, °С	Захисний шар арматури, мм	Характер руйнування колони
Колона, яку досліджував Мілованов А.Ф.	85	1,12	557	29,7	<p>Настання межі вогнестійкості для колони відбувається в наслідок втрати міцності на стискання бетону та арматури. Процес втрати вогнестійкості починається з втрати міцності на стискання периферійного шару бетону в наслідок збільшення деформаційних властивостей та усадки. Після цього, відбувається оголення повздовжньої арматури через різну, з бетоном, швидкість температурного розширення та нерівномірності прогріву перерізу бетону та арматури. Настання межі вогнестійкості відбувається при деформації стискання, яка близька до граничної, внутрішнього менш нагрітого і більш міцного шару бетону</p>
Колона, яка досліджувалась	87		616	30	<p>Настання межі вогнестійкості колони відбувається при втраті стійкості внутрішнього шару бетону. Процес втрати вогнестійкості починається з оголення робочої арматури, в наслідок втрати деформаційних властивостей через температурні та пластичні деформації периферійного шару бетону, через високотемпературний вплив. Після цього колона починає втрачати свої несучі властивості, наростає прогин, через пошкодження арматури та втрати стійкості серцевини колони, до настання критичних значень.</p>

4.5 Висновки

1. Розглянуто схеми бетонних зразків та схеми проведення температурно-силових випробувань цих зразків для визначення міцнісних характеристик бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів.

2. Проведено випробування зразків, що досліджуються при короткочасних навантаженнях за нормальної температури та побудовано діаграми «навантаження-переміщення». За результатами проведених випробувань визначено призової міцності бетону та її залежність від тривалості впливу кліматичних факторів. Зроблено висновок, що зразки бетону, який зазнав кліматичного впливу, мають меншу призову міцність ніж зразки, які не зазнавали цього впливу, при цьому значення призової міцності зменшується при збільшенні тривалості впливу кліматичних факторів.

3. З використанням значень призової міцності бетону, проведено температурно-силові випробування зразків, що досліджуються. За результатами проведених випробувань визначено коефіцієнт зниження міцності бетону під впливом температури та його залежність від тривалості впливу кліматичних факторів. Зроблено висновок, що зі збільшенням тривалості впливу кліматичних факторів міцність бетону при нагріві знижується.

4. Для розрахунку НДС залізобетонної колони перерізом $(0,3 \times 0,3)$ м та довжиною 3,5 м, виготовлених з важкого бетону В30 та гранітного заповнювача в середовищі ANSYS Multiphysics побудовано її кінцево-елементну модель.

5. Для апробації методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, проведено розрахунок НДС колони, бетон якої не зазнав впливу кліматичних факторів. В результаті проведеного розрахунку побудовано залежність повздовжньої деформації від часу, яка дозволяє прослідити момент втрати стійкості

залізобетонної колони при різкому наростанні переміщень. Межа вогнестійкості колони співпадає з настанням даного моменту. Таким чином, розрахована межа вогнестійкості склала 87 хвилин.

6. Отримані результати порівняно зі значенням межі вогнестійкості, яке визначено експериментально. Порівняння проведено за даними експерименту, який провів Мілованов А.Ф. для колони з ідентичними геометричними та структурними характеристиками. Експериментально визначена межа вогнестійкості зазначеної колони складає 85 хвилин. Відмінність результатів в 2 хвилини є прийнятним результатом та дозволяє використовувати дану методику для визначення межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

РОЗДІЛ 5

МЕТОДИКА ОЦІНЮВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН, ЯКІ ЗАЗНАЛИ ВПЛИВУ КЛІМАТИЧНИХ ФАКТОРІВ

5.1 Методика визначення межі вогнестійкості для залізобетонних колон, які зазнали кліматичного впливу

Для врахування впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон пропонується застосувати методику, яка включає експериментальні та розрахункові операції, послідовність яких відповідає структурно-логічній схемі, що подана на рис. 5.1. Дана методика дозволяє визначати межу вогнестійкості залізобетонних колон довільного розміру, форми та складу, а також враховувати вплив кліматичних факторів будь-якого кліматичного району та визначеної тривалості.

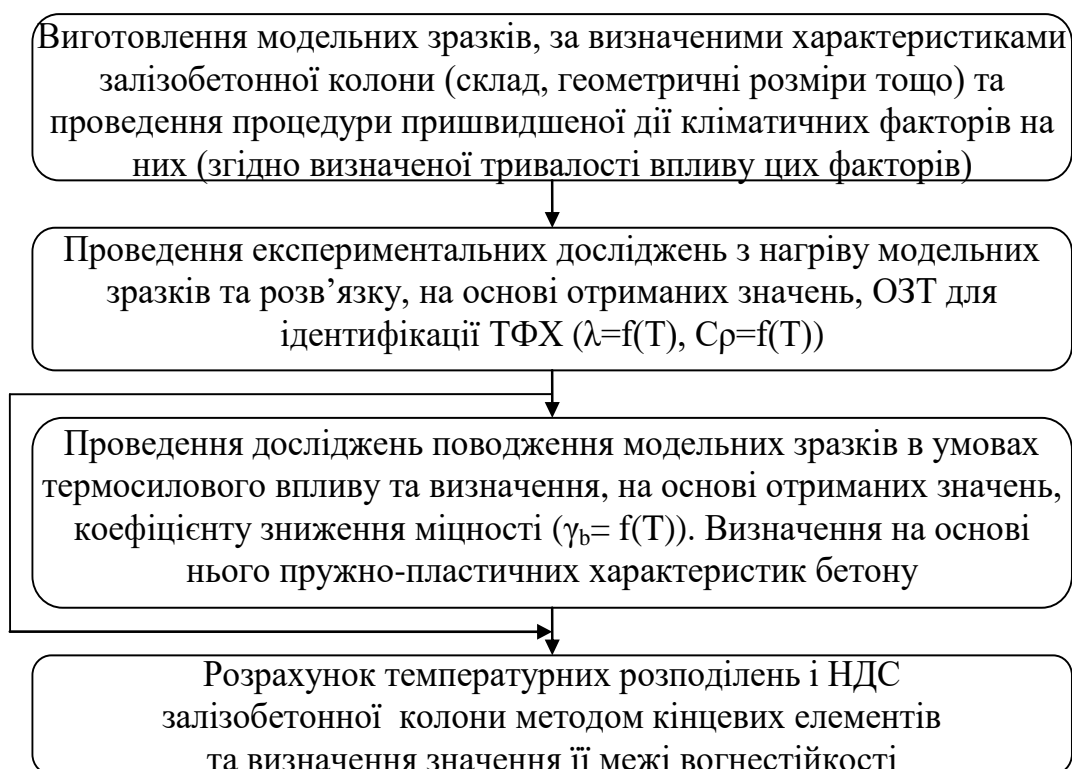


Рис. 5.1. Структурно-логічна схема методу врахування впливу кліматичних факторів при визначенні межі вогнестійкості залізобетонної колони.

Сутність запропонованої методики полягає у визначенні питомої теплоємності, коефіцієнтів теплопровідності та зниження міцності зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів з подальшим їх застосуванням для розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних колон з використанням МКЕ.

Першим етапом методики є виготовлення бетонних зразків та проведення процедури пришвидшеної дії кліматичних факторів на них. Для відповідності виготовлених зразків, бетону залізобетонної колони вогнестійкість якої необхідно оцінити, проводиться аналіз будівництва, де знаходиться колона. В процесі аналізу встановлюються відомості про геометричні розміри колони, марку бетону, вид заповнювача та арматури, а також в якому кліматичному районі знаходиться будівництво та яка тривалість впливу кліматичних факторів на об'єкт.

Методика виготовлення та формування бетонних зразків описана в п. 2.2. Розміри перерізу бетонних зразків відповідають розмірам перерізу залізобетонної колони, яка досліджується.

Для отримання бетонних зразків із заданою тривалістю дії кліматичних факторів використовується розроблена методика пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону, яка представлена в п. 2.3. Дана методика розроблена для північно-західного кліматичного району, найбільш характерного для України, проте за необхідністю вона легко адаптується для будь-якого кліматичного району. Методика пришвидженої дії кліматичних факторів реалізується в кліматотермокамера ТВV-1000. Для дослідження використовується 2 види зразків. Перший вид – зразки, розміром 300мм×300мм×250 мм, які застосовано для дослідження впливу кліматичних факторів на ТФХ бетону (рис. 2.3). Другий вид – зразки, розміром 75мм×75мм×250мм, для дослідження впливу кліматичних факторів на міцнісні характеристики бетону (рис. 2.4).

Для реалізації другого етапу методики проводяться експериментальні дослідження бетонних зразків (рис. 2.3) за методикою, яка описана в п.2.4.

За отриманими експериментальними даними розв'язується ОЗТ та ідентифікуються значення ТФХ бетону зразків, що досліджуються.

Для визначення впливу кліматичних факторів на міцнісні характеристики бетону проводиться комплекс експериментальних досліджень, який описано в п. 2.5. В результаті проведених досліджень отримуємо залежність коефіцієнта міцності бетону від температури.

На останньому етапі розробленої методики проводиться розрахунок НДС залізобетонної колони з врахуванням змін теплофізичних та міцнісних характеристик бетону після впливу кліматичних факторів. За розрахованими даними будується крива деформації залізобетонної колони, яка дозволяє прослідити момент втрати стійкості залізобетонної колони при різкому наростанні переміщень та оцінити межу вогнестійкості, яка співпадає з настанням даного моменту.

5.2 Результати розрахунку НДС залізобетонних колон після тривалого впливу кліматичних чинників оточуючого середовища при вогневій дії пожежі

З використанням розробленої методики проведено розрахунок НДС залізобетонних колон, за результатами досліджень бетонних зразків, після 5, 10, 15 та 20 років впливу кліматичних факторів.

Розрахунок межі вогнестійкості залізобетонної колони, які зазнали впливу кліматичних факторів проведено з урахуванням ТФХ та уточнених характеристик, які отримано в результаті попередніх та комбінованих досліджень бетонних зразків. Розрахунок проводився в середовищі ANSYS Multiphysics.

На основі отриманих експериментальних даних було проведено розрахунок, для залізобетонної колони з важкого бетону В30 на гранітному заповнювачі, розмірами перерізу 300×300 мм та довжиною 3500 мм, з повздовжньою арматурою діаметром 21 мм зі сталі А400 та поперечною

арматурою діаметром 8 мм зі сталі А240, захисний шар бетону складає 42 мм, на кінцях колона має додаткове армування для протидії стискаючим навантаженням з коміркою 5×5 та діаметром арматури 6 мм.

В результаті проведеного розрахунку побудовано залежність повздовжніх деформацій від тривалості вогневого впливу (рис. 5.2) та визначено значення межі вогнестійкості (див табл. 5.1).

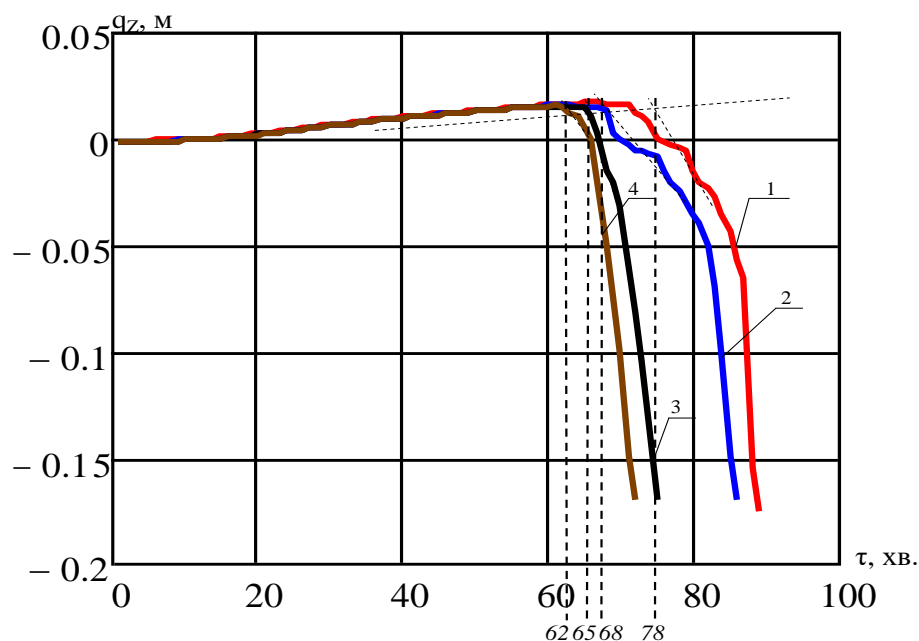


Рис. 5.2. Залежності повздовжніх деформацій залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів від тривалості вогневого впливу.

Таблиця 5.1

Межі вогнестійкості та коефіцієнт втрати вогнестійкості залізобетонних колон з нового бетону та бетону, який зазнав впливу кліматичних факторів тривалості 5, 10, 15 та 20 років

Тривалість впливу кліматичних факторів, роки	Межа вогнестійкості, хв.	Поправочний коефіцієнт втрати вогнестійкості
0	87	1
5	78	0,89
10	68	0,78
15	65	0,75
20	62	0,71

За даними (рис. 5.2) отриманими в результаті розрахунку, визначено залежність зниження межі вогнестійкості залізобетонних колон від часу впливу кліматичних факторів (рис. 5.3) та розраховано поправочний коефіцієнт втрати вогнестійкості залізобетонних колон (5.1), які зазнали впливу кліматичних факторів.

$$K_{в.в.} = R_{з.к.} / R_{н.к.} \quad (5.1)$$

$R_{з.к.}$ – межа вогнестійкості зістареної колони, хв.;

$R_{н.к.}$ – межа вогнестійкості нової колони, хв.

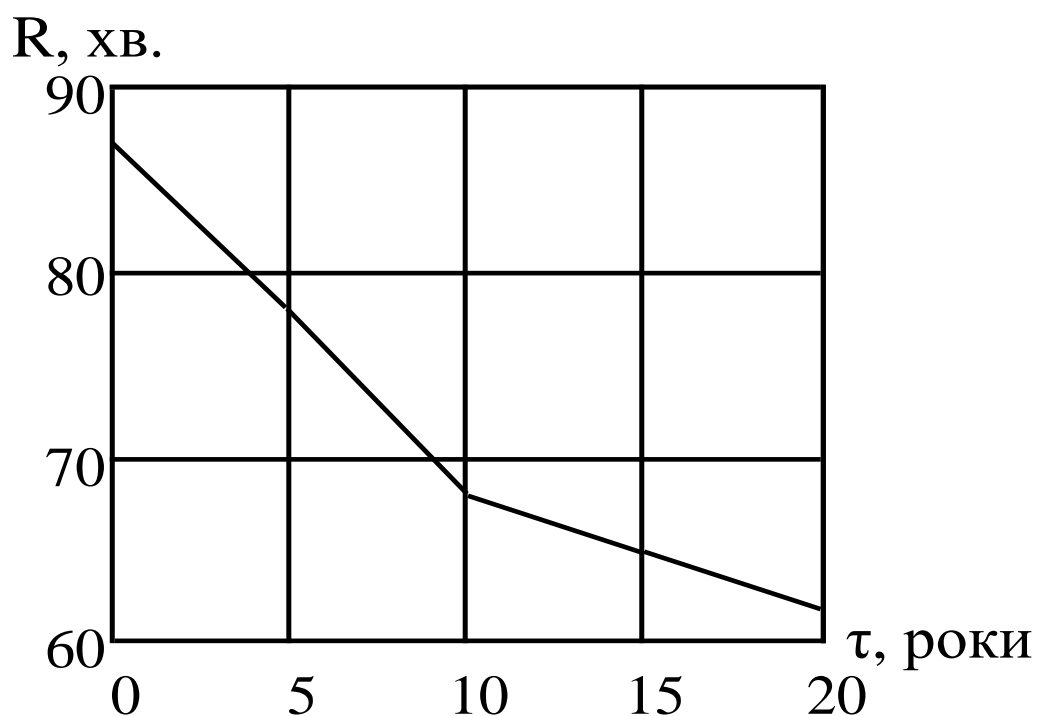


Рис. 5.3. Залежність вогнестійкості залізобетонних колон від тривалості впливу кліматичних факторів.

Аналіз одержаних даних (рис. 5.2, 5.3, табл. 5.1) показав, що значення межі вогнестійкості залізобетонної колони, яка визначена за результатами досліджень бетонних зразків, після 5 років впливу кліматичних факторів знизилось на 9 хвилин, 10 років - знизилось на 19 хвилин, 15 років -

знизилося на 22 хвилин та 20 років - на 25 хвилин порівняно зі значенням межі вогнестійкості для колон, які не зазнала впливу кліматичних факторів.

Отримані результати, роблять необхідним визначення вогнестійкості залізобетонних колон, після впливу природних кліматичних факторів та включення методики дослідження впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон у нормативні документи.

Також, у результаті досліджень визначено поправочний коефіцієнт, який враховує зміну вогнестійкості залізобетонних колон, під впливом кліматичних факторів. За допомогою даного коефіцієнту, можливо визначити вогнестійкість залізобетонної колони перерізом $(0,3 \times 0,3)$ м та довжиною 3,5 м, виготовлених з важкого бетону В30 та гранітного заповнювача після тривалого (до 20 років) впливу кліматичних факторів. Для цього потрібно за довідниковими даними визначити вогнестійкість залізобетонної колони до початку її експлуатації та помножити на поправочний коефіцієнт, який відповідає тривалості впливу кліматичних факторів. Вразі, якщо необхідно визначити величину поправочного коефіцієнту, між визначеними значеннями, потрібно використати спосіб інтерполяції.

5.3 Дослідження адекватності методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які були піддані тривалому кліматичному впливу

Так як для розрахунку вогнестійкості було використано відомі математичні методики, точність яких доведено, то підтвердженням адекватності методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які були піддані тривалому кліматичному впливу буде прийнятне значення похибки експериментальних досліджень. Виникнення похибки експериментальних досліджень може бути обумовлено неточністю теплових вимірів, неточністю реалізації відповідних теплових режимів і неточністю результатів механічних випробувань. Похибки обладнання, яке використовується в роботі зведено в табл. 5.2.

Похибки експериментального обладнання

№ п/п	Вимірювальний прилад	Похибка
1.	Термопара ТХА-1-27-К-2-И-320-ІНС-6-А з вимірювальною системою	<ul style="list-style-type: none"> точність $\pm 0,5$ °С.
2.	Терморегулятор процесорний РТ1-06	<ul style="list-style-type: none"> похибка установки задавання $\pm 0,1$ °С; статична точність регулювання $\pm 0,1$ °С;
3.	Вимірювальна система розривної машини Р-10	<ul style="list-style-type: none"> похибка виміру зусилля при прямому ході $\pm 0,1$ кН; похибка виміру видовжень ± 1 мм.
4.	Вимірювальна система установки для комбінованих випробувань	<ul style="list-style-type: none"> похибка виміру зусилля $\pm 0,1$ кН.

Для оцінки похибки експериментальних досліджень використано метод «збурення». Суть методу полягає в проведенні повторних розрахунків по визначення ТФХ бетону (див. розділ 3) та міцнісних характеристик (див. розділ 4) за даними, що відрізняються від експериментальних на величину «збурення», що дорівнює значенню похибки експериментально обладнання. Отримані результати потім порівнюються з результатами, які були розраховані без «збурювання». Блок-схема проведення розрахунків зі «збурюванням» показана на рис. 5.4.

Максимальні відхилення проміжних і кінцевих результатів експериментів при «збурюваннях», які рівні похибкам експериментального обладнання, наведені в табл. 5.3.

Проведені дослідження чутливості алгоритму експериментальних і розрахункових процедур експериментально-розрахункового методу визначення механічних властивостей бетону в умовах високотемпературного нагріву показало що критерій адекватності не перевищує критичного значення критерію Фішера для даних значимості та кількості експериментальних даних, а похибка не перевищує середню сумарну помилку експериментального устаткування й обчислювальних алгоритмів Це

свідчить про те, що чутливість даної методики до експериментальної помилки є прийнятною.

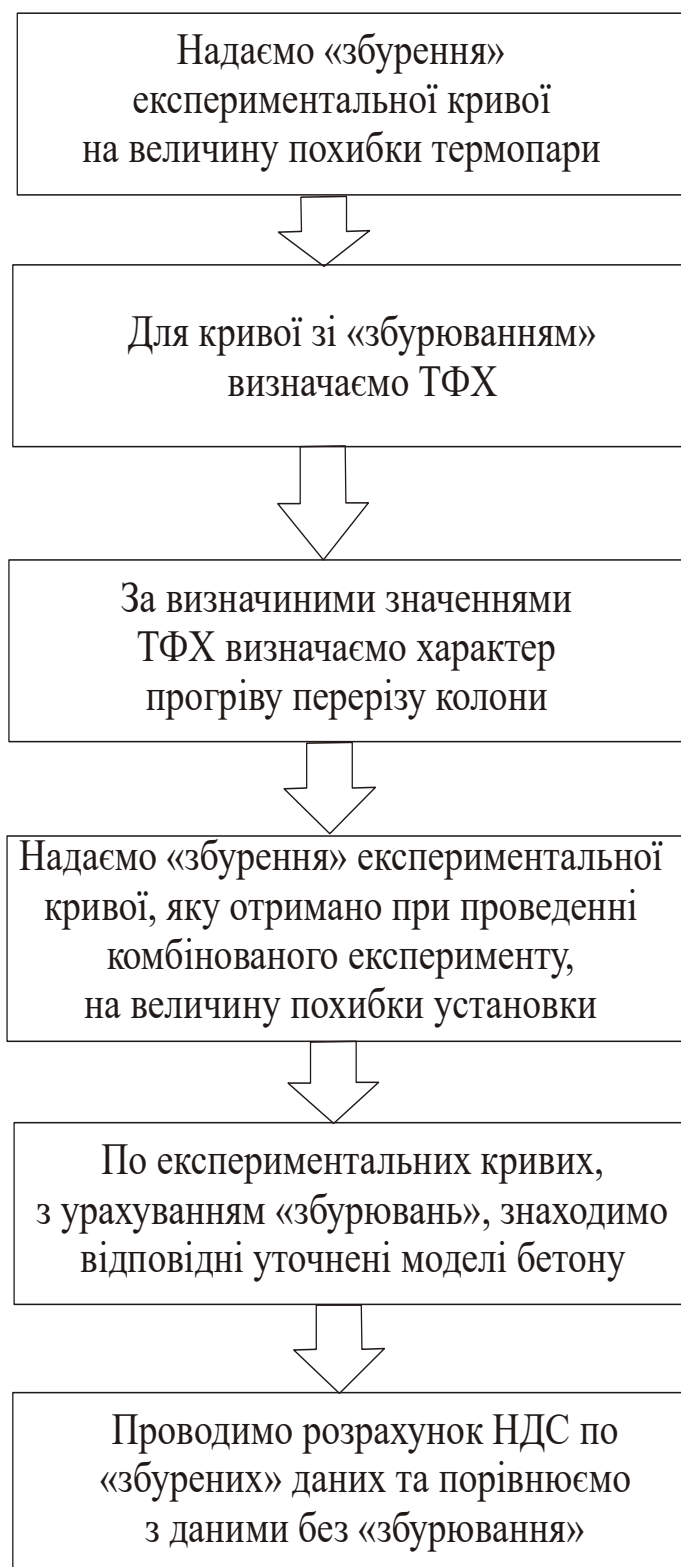


Рис. 5.4. Блок-схема процедури визначення похибки з використанням методу «збурювання».

Таблиця 5.3

Відхилення результатів експериментів, обумовлених «збурюваннями», які рівні похибкам експериментального обладнання

Максимальні відх. ТФХ		Максимальні відх. мех. властивостей бетону		Найбільше відхилення максимальної деформації, мм	Абсол. відх. вогнестійкості, хв	Віднос. відхилення макс. прогину, %	Відносне відхилення межі вогнестійкості, %
Коефіцієнт теплопровідності, Вт/(м·°С)	Об'ємна теплоємність, Дж/(м ³ ·°С)	Параметр <i>a</i> моделі властивостей бетону	Параметр <i>b</i> моделі властивостей бетону				
0,03	0,4·104	0,6	0,4	12	7,3	8	8,4

5.4 Соціально-економічна ефективність впровадження методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів

При розгляді втрат від ймовірного обвалення залізобетонних колон внаслідок втрати вогнестійкості після впливу кліматичних факторів середньостатистичний матеріальний збиток визначається по формулі [133]:

$$Z = \beta\gamma(20\alpha)2vi, \quad (5.2)$$

де β – коефіцієнт збитковості по матеріалу несучих конструкцій;

γ – відносна частка збитку залежно від призначення конструкції;

α – відносний дефіцит вогнестійкості конструкції, визначається по формулі:

$$\alpha = (tn - ta)/tn, \quad (5.3)$$

де tn , ta – відповідно, необхідна і фактична межа вогнестійкості;

ν – коефіцієнт, що враховує ймовірність виникнення пожежі на одному з поверхів багатоповерхового будинку, визначається по формулі:

$$\nu = 2/(1 + n), \quad (5.4)$$

де n – кількість поверхів будинку.

Середньостатистичний збиток від однієї пожежі через руйнування залізобетонних колон, розрахований по формулі (5.2), склав 220 грн.

З урахуванням того, що за 2011 рік відбулося близько 50 тис. пожеж і дані [133], згідно з якими 18 % відбувається з обваленням конструкцій, був визначений збиток, обумовлений дефіцитом вогнестійкості залізобетонних колон, який склав 0,316 млн. грн.

Крім матеріального збитку, обвалення конструкцій будинків при пожежі може приводити до травматизму й загибелі людей. Зменшення ризику обвалення будинків при пожежах обумовлює соціально-економічний ефект, який можна визначити по формулі [133]:

$$Ec = Ec1 + Ec2, \quad (5.5)$$

де $Ec1$ – зменшення втрат прибутку від діяльності людей,

$Ec2$ – зменшення непередбачених витрат від пожеж.

Зменшення втрат прибутків від діяльності людей знаходиться по формулі:

$$Ec1 = (15TN1 + N2(T1 + 1,7T)) \cdot D, \quad (5.6)$$

де T – кількість робочих днів у календарному році;

$T1$ – середній час лікування травми, діб;

$N1$ – кількість за рік загиблих людей через обвалення конструкцій;

$N2$ – кількість за рік травмованих людей через обвалення конструкцій;

D – прибуток, що приходить на один працівника за день роботи на виробництві.

Зменшення непередбачених витрат від пожеж визначається по формулі:

$$Ec2 = N2(T1S1 + S2 + 1,7TII) + N3S3 + N1S4 + N2S5, \quad (5.7)$$

де $S1$ – середня виплата за один день тимчасової непрацездатності;

$S2$ – середні витрати на медичне обслуговування на один випадок травматизму;

$S3$ – середні витрати на навчання людини, що замінила травмованого або загиблого;

$S4, S5$ – середні виплати по страхуванню, відповідно, у випадку загибелі й травми людину;

$N3 = N1 + 0,1N2$ – число знову навчених працівників, що замінили травмованих або загиблих людей;

II – середня державна пенсія по інвалідності.

Для розрахунків були прийняті значення вхідних параметрів у формули (5.5)-(5.7), які наведені в табл. 5.4.

Таблиця 5.4

Параметри для визначення соціально-економічного ефекту, обумовленого зниженням ризику обвалення конструкцій при пожежі

Середній час лікування травми, діб	Кількість загиблих осіб	Кількість травмув. осіб	Прибуток на один люд. за день, грн.	Середня виплата по часу непрацезд., грн.	Середні витрати на мед. обслуг., грн.	Середні витрати на навчання особи., грн.	Середні випл. по страх вип. загибелі, грн.	Середні випл. по страх вип. травм., грн.	Число знов навчених працівників	Середньодерж. пенсія по інвалідності, грн.	Соц.-економ. ефект, млн грн.
$T1$	$N1$	$N2$	D	$S1$	$S2$	$S3$	$S4$	$S5$	$N3$	II	Ec
21	10	7	35	120	375	864	262590	23569	13	6341	10,13

З обліком вищевикладеного, сумарний ефект від впровадження методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів становить 10,5 млн. грн.

Іншим аспектом одержання економічного ефекту є заміна дорогих натурних експериментів розрахунково-експериментальними процедурами при визначенні меж вогнестійкості. Випробування залізобетонних колон одного типорозміру в середньому коштує близько 20 тис. грн. Проведення експериментально-розрахункових процедур при реалізації запропонованої методик оцінюється в середньому близько 2,9 тис. грн. За рік у середньому випробовується близько 25 залізобетонних колон одного типорозміру, при цьому щорічно одержуємо економію близько 500 тис. грн.

Таким чином, економічний ефект від застосування методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів тільки для залізобетонних колон щорічно може скласти 11 млн. грн.

5.5 Висновки

1. Розроблена та обґрунтована методика оцінювання вогнестійкості залізобетонних колон, сутність якої полягає у визначенні теплоємності, коефіцієнтів теплопровідності та зниження міцності штучно зістарених зразків бетону з подальшим їх застосуванням для розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

2. На основі розробленої методики розраховано значення межі вогнестійкості для залізобетонних колон перерізом (0,3×0,3) м та довжиною 3,5 м, виготовлених з важкого бетону В30 та гранітного заповнювача.

3. Перевіркою адекватності отриманих результатів встановлено, що максимальні відхилення проміжних та кінцевих результатів експериментів знаходяться в прийнятних межах. Максимальне відхилення для межі

вогнестійкості залізобетонної колони, яка зазнала впливу кліматичних факторів становить 8,4 %.

4. Проведено розрахунок соціально-економічний ефекту від впровадження методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, очікується що за рік економія може скласти 11 млн. грн.

ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі, яка є завершеною науково-дослідною роботою, вирішено актуальну науково-технічну задачу розкриття закономірностей змінення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, як наукового підґрунтя уникнення помилок під час відновлення будівництва. При цьому отримано такі результати:

1. На підставі аналізу сучасного стану питання впливу факторів на вогнестійкість залізобетонних колон висунуто ідею, що врахування закономірностей впливу кліматичних факторів на змінення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали цього впливу створить передумови уникнення помилок під час відновлення будівництва та покращання основних показників пожежної статистики.

2. Розроблено методику пришвидшеної дії кліматичних факторів для бетону. За цією методикою отримано зразки, після 5, 10, 15 та 20 років впливу кліматичних факторів.

3. Розроблено установку з визначення ТФХ зразків бетону при стандартному температурному режимі їх нагрівання.

4. Запропоновано удосконалену методику визначення теплофізичних та міцнісних характеристик зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів за якою визначено питому теплоємність, коефіцієнти теплопровідності та зниження міцності цих зразків.

5. Вперше виявлено, що значення межі вогнестійкості для залізобетонних колон перерізом $(0,3 \times 0,3)$ м та довжиною 3,5 м, виготовлених з важкого бетону В30 та гранітного заповнювача, знижується на 9, 19, 22, 25 хвилин порівняно з початковим значенням 87 хвилин після 5, 10, 15 та 20 років впливу кліматичних факторів, які відповідають північно-західному кліматичному району, найбільш характерного для України.

6. Вперше обґрунтовано алгоритм та запропоновано методику оцінювання вогнестійкості залізобетонних колон, сутність якої полягає у

визначенні питомої теплоємності, коефіцієнтів теплопровідності та зниження міцності зразків бетону, які зазнали впливу кліматичних факторів з подальшим їх застосуванням для розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних колон з використанням МКЕ.

7. Перевіркою адекватності отриманих результатів встановлено, що максимальні відхилення проміжних та кінцевих результатів експериментів знаходяться в прийнятних межах. Максимальне відхилення для межі вогнестійкості залізобетонної колони, яка зазнала впливу кліматичних факторів становить 8,4 %.

8. Розроблено методичні рекомендації щодо визначення значень межі вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів. Розроблені методичні рекомендації впроваджено в роботу Управління Держтехногенбезпеки у Чернігівській області, Управління Держтехногенбезпеки в Автономній Республіці Крим, Територіального управління МНС в Черкаській області та навчальний процес Академії пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля МНС України.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Предупреждение дефектов в строительстве : Защита материалов и конструкций / [Грасник А., Грюн Э., Фикс В. и др.] ; пер. с нем. и науч. ред. Ю. М. Веллер. – М. : Стройиздат, 1989. – 213 с.
2. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром. – М. : Стройиздат, 1987. – 80 с.
3. Фомин С. Л. Огнестойкость центрально сжатых железобетонных элементов / Фомин С. Л., Стельмах О. А., Джафар Шакер Шахин : сб. пожарной безопасности. Организационно-техническое обеспечение. – Х. : ХИПБ МВД Украины, 1996. – С. 78–81.
4. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги : ДСТУ Б В.1.1-4-98. – [Чинний від 1999-03-01]. – К. : Держбуд України, 1999. – 18 с. – (Державний стандарт України).
5. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1.7-2002. – [Чинний від 2003-05-01]. – К. : Держбуд України, 2003. – 87 с. – (Державні будівельні норми України).
6. Термогазодинамика пожаров в помещениях / [Астапенко В. М., Кошмаров Ю. А., Молчадский И. С., Шевляков А. Н.] ; под ред. Ю. А. Кошмарова. – М. : Стойиздат, 1988. – 448 с.
7. Ройтман В. М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий / Владимир Миронович Ройтман. – М. : Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2001. – 382 с.
8. EN 1992-1-2:2004 Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-2 : General rules – Structural fire design, Brussels 2004.
9. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций : СТО 36554501-006-2006. – [Дата

- введения 2006-11-01]. – М. : НИЦ Строительство, 2006. – 79 с. – (Стандарт организации).
10. Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования : ГОСТ 30247.0-94. – [Дата введения 1996-01-01]. – М. : ИПК Изд-во стандартов, 1996. – 11 с. – (Межгосударственный стандарт).
11. Григорьян Б. Б. Огнестойкость сжатых железобетонных элементов при температурных режимах, близких к реальным : дис. ... кандидата техн. наук : 05.23.01 / Григорьян Борис Бахшиевич. – Х., 2001. – 168 с.
12. Фомін С. Л. Робота залізобетонних конструкцій при впливі кліматичного, технологічного і пожежного середовища : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук : спец. 21.06.02 «Пожежна безпека» / С. Л. Фомін. – Харків, 1997. – 38 с.
13. Фомин С. Л. Моделирование тепло- и влагопереноса в железобетонных конструкциях при воздействии климатической, технологической и пожарной сред / С. Л. Фомин // Электронное моделирование. – 1999. – Т. 21. – № 4. – С. 28–32.
14. Бартелеми Б. Огнестойкость строительных конструкций / Б. Бартелеми, Ж. Крюппа ; пер. с франц. М. В. Предтеченского. – М. : Стройиздат, 1985. – 216 с.
15. Kluz T The fire resistance of prestressed concrete: concrete and constructional Engineering, 1959. – N 7. – P. 231–241.
16. Домокеев А. Г. Строительные материалы : учеб. [для строит. спец. вузов инж.-пед. профиля] / Александр Георгиевич Домокеев. – [2-е изд. перераб. и доп.]. – М. : Высшая школа, 1989. – 495 с.
17. Ахвердов И. Н. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона / Ахвердов И. Н., Смольский А. Е., Скочеляс В. В. – Минск : Изд-во «Наука и техника», 1973. – 232 с.
18. Олимпиев В. Г. Исследование прочностных и деформативных свойств тяжелого силикатного бетона при воздействии высоких температур /

- В. Г. Олимпиев, Н. И. Зенков // Огнестойкость строительных конструкций : сб. трудов ВНИИПО МВД СССР ; вып. 3. – М. : ВНИИПО, 1975. – С. 24–36.
19. Яковлев А. И. Огнестойкость железобетонных конструкций / А. И. Яковлев // Пожарная профилактика и тушение пожаров : инф. сборник ВНИИПО. – М. : Стройиздат, 1970. – № 6. – С. 18–26.
20. Le Duff Alain. Comportement des structures Leelatatement des betons anfen: Cahiers du center scientifique et technique du batiment, 1978. – № 188.
21. Lie T.T. Processus du development et estimation de l'importance d'une incendie. "Rev.techn.", 1973. – № 133. – P. 30–34, 36.
22. Petterson, O.S-E Magnusson, Lorgen Tohr-Fire engineering Design of Stee. Structures, are SBI, 1976. – P. 64–72.
23. Lie T.T., characteristic temperature curves for various fire severities. "Fire Tachnol", 1974, 10. – № 4. – P. 315–326.
24. Rubini. P. SOFIE – Simulation of Fires in Enclosures, V 3.0 Users guide, School of Mechanical Engineering, Granfield University (UK), 2000.
25. Gerhadt H. Design Method of Smoke and Heat exhaust Systems in construction Works. – Materiały V Międzynarodowy Konferencji “Bezpieczeństwo pożarowe budowli. – 2005. – С. 127–140.
26. Sundstrom B. Test Methods and Their use for Fire Safety Engineering. – Materiały V Międzynarodowy Konferencji “Bezpieczeństwo pożarowe budowli. – 2005. – С. 141–150.
27. Krukovsky P. Fire Safety Analysis for new Safe confinement's Building Constructions of Chernobyl NPP. Materiały V Międzynarodowy Konferencji “Bezpieczeństwo pożarowe budowli. – 2005. – С. 223–227.
28. Башкирцев М. П. Исследование температурного режима при пожарах в зданиях на моделях / Башкирцев М. П., Романенко П. Н., Стрельчук Н. А. // Труды Высшей школы МООП РСФСР; вып. 13. – М. : НИиРИО ВШ МООП РСФСР, 1966. – С. 33–53.

- 29.Климов Ю. А. Современные тенденции развития мирового железобетона / Ю. А. Климов : матеріали II-ї Всеукр. наук.-техніч. конференції «Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону» ; вип. 50. – К. : НДІБК, 1999. – С. 12–18.
- 30.Law Margaret. Predication of fire resistance. "Fire-Resistance Requirements Build - New Approach. Proc. Symp. ,London, 1971" London, 1973. – P. 15–29.
- 31.Statens plauverk Svensk Vuce norm. SBN, 1975. – P. 141.
- 32.Ройтман М. Я. Пожарная профилактика в строительстве : учеб. пособие для вузов / Ройтман М. Я., Комиссаров Е. П., Пчелинцев В. А. – [2-е изд., перераб. и доп.]. – М. : Стройиздат, 1978. – 363 с.
- 33.Statens plauverk Svensk Vuce norm. SBN, 1975. – P. 141.
- 34.Молчадский И. С. Методы приведения реальных пожаров к стандартному пожару. Проблемы обеспечения пожарной безопасности зданий и сооружений / Молчадский И. С. – М. : МДНТП им. Дзержинского, 1989. – С. 19–25.
- 35.Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования : ГОСТ 30247.0-94. – [Дата введения 1996-01-01]. – М. : ИПК Изд-во стандартов, 1996. – 11 с. – (Межгосударственный стандарт).
- 36.EN 13501-1:2002 “Fire classification of construction products and building elements” – Part 1.2. European Committee for Standardization, Brussels 2002.
- 37.Досье А. Недостатки железобетона и их устранение / Досье А. – М. : Гос. из-во лит-ры по строительству, архитектуре и стр. материалам, 1958. – 120 с.
- 38.Стороженко Т. Е. Оценка пожарной опасности производственных зданий и помещений на основе пожарной нагрузки : Реферативная информация ; вып. 9. – Серия IV / Стороженко Т. Е., Федоров В. В., Измаилов А. С. – М. : ЦНИИСК, 1978.

- 39.Фомин С. Л. Полная диаграмма “ σ - ε ” бетона и арматуры при нагреве / С. Л. Фомин // Коммунальное хозяйство городов : Республ. межведомств. научно-технич. сборник ; вып. 8. – К. : Техніка, 1997. – С. 27–29.
- 40.Страхов В. Л. Огнезащита строительных конструкций / Страхов В. Л., Крутов А. М., Давыдкин Н. Ф. ; под ред. Ю. А. Кошмарова. – М. : Информационно-издательский центр «ТИМР», 2000. – 433 с.
- 41.Ройтман. В. М. Решение теплотехнической задачи огнестойкости конструкций с учетом процессов влагопереноса на ЭВМ по неявной конечно-разностной схеме / В. М. Ройтман, Г. Н. Зырина : сб. трудов ВНИИПО ; вып. 2. – М. : ВНИИПО, 1974. – С. 58–71.
- 42.Романенков И. Г. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов / И. Г. Романенков, В. Н. Зигерн-Корн. – М. : Стройиздат, 1984. – 240 с.
- 43.Пчелинцев В. А. Расчет прогрева строительных конструкций при высокотемпературном воздействии методом конечных элементов / В. А. Пчелинцев, И. И. Кузьмин : сб. науч. трудов. – М. : ВНИИПО, 1991. – С. 34–37.
- 44.Зайцев А. М. Прогрев железобетонных конструкций при реальных пожарах / А. М. Зайцев // Пожаровзрывобезопасность. – 2004. – № 6. – С. 26–32.
- 45.Заряев А. В. Исследование прогрева строительных и отделочных материалов при пожаре для оценки выхода токсичных летучих веществ / А. В. Заряев, А. Н. Лукин, А. М. Зайцев // Пожаровзрывобезопасность. – 2004. – № 6. – С. 53–56.
- 46.Страхов В. Л. Пути повышения эффективности огнезащиты строительных конструкций и воздуховодов / [Страхов В. Л., Мельников А. С., Рудаков А. П., Смирнов Н. В.] // Пожарная безопасность. – 2004. – № 3. – С. 64–68.

47. Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре : учеб. для слушателей и курсантов пожарно-технич. образоват. учрежд. МЧС России / [В. Н. Демехин, Г. Ф. Плюснина, Б. Б. Серков и др.] ; под ред. Л. И. Мосалкова. – М. : АГПС, 2003. – 656 с.
48. Мосалков И. Л. Огнестойкость строительных конструкций / Мосалков И. Л., Плюснина Г. Ф., Фролов А. Ю. – М. : ЗАО «СПЕЦТЕХНИКА», 2001. – 496 с.
49. Бушев В. П. Огнестойкость зданий / [Бушев В. П., Пчелинцев В. А., Федоренко В. С., Яковлев А. И.] ; под общ. ред. В. А. Пчелинцева. – [2-е изд., перераб. и доп.]. – М. : Стройиздат, 1970. – 261 с.
50. Измаилов А. С. Оценка поведения железобетонных колонн при температурных режимах пожара, учитывающих стадию затухания / Измаилов А. С., Демехин В. Н., Григорьян Б. Б. // Горючесть материалов и обнаружение пожаров. – М. : ВИПТШ МВД СССР, 1986. – С. 33–46.
51. Яковлев А. И. Огнестойкость одноэтажных производственных зданий в зависимости от пожарной нагрузки / А. И. Яковлев, Т. Е. Стороженко // Промышленное строительство. – 1979. – № 9. – С. 37–39.
52. Яковлев А. И. Расчетная оценка поведения железобетонных колонн при режимах пожара, отличных от «стандартного» / А. И. Яковлев, Б. Б. Григорьян // Тепло- и массообмен в технологических процессах производства и при пожарах : сб. научн. трудов ВИПТШ МВД СССР. – М. : ВИПТШ МВД СССР, 1983. – С. 147–153.
53. Яковлев А. И. Расчет огнестойкости строительных конструкций / Анатолий Иванович Яковлев. – М. : Стройиздат, 1988. – 144 с.
54. Ваничев А. П. Приближенный метод решения задач теплопроводности при переменных константах / Александр Павлович Ваничев. – М. : Изд-во АН СССР. ОТИ, 1946. – № 12. – С. 1767–1774.

55. Чихладзе Э. Д. Несущая способность сталебетонных колонн при нагреве / Чихладзе Э. Д., Веревичева М. А., Жакин И. А. // Будівельні конструкції. – Т. 1, 2005. – С. 380–385.
56. Harmathy T.Z. Fire resistance versus flame spread resistance. – Fire Technol., 1976, v. 12, N 4. – P. 290–302.
57. K. Oden. – Fire resistance of glued, laminated timber structures. Fires. Res.. Org. Simp. n° 3. Paper n° 2. H.M. Stationery Office. London England pp. 7–15, 1970.
58. Яковлев А. И. Пожарная профилактика / А. И. Яковлев, А. Н. Сорокин. – М. : ВНИПО, 1979. – Вып. 7. – С. 37 – 41.
59. Кауфман Б. Н. Теплопроводность строительных материалов / Борис Наумович Кауфман. – М. : Стройиздат, 1955. – 160 с.
60. Дмитриевич А. Д. Определение теплофизических свойств строительных материалов / Дмитриевич А. Д. – М. : Госстройиздат, 1963. – 204 с.
61. Гвоздев А. А. К вопросу о поведении железобетонных конструкций в стадии, близкой к разрушению / А. А. Гвоздев, В. Н. Байков // Бетон и железобетон. – 1977. – № 9. – С. 22–24.
62. Взрывобезопасность и огнестойкость в строительстве / [под ред. Н. А. Стрельчука]. – М. : Стройиздат, 1970. – 128 с.
63. Ройтман М. Я. Противопожарное нормирование в строительстве / Мирон Яковлевич Ройтман. – [2-е изд., перераб. и доп.]. – М. : Стройиздат, 1985. – 596 с.
64. Ройтман В. М. Возможности прогнозирования и регулирования огнестойкости строительных материалов и конструкций на основе кинетического подхода / В. М. Ройтман // Пути повышения огнестойкости строительных материалов и конструкций. – М. : Знание, 1982. – С. 63–67.
65. Лыков А. В. Теория переноса энергии и вещества / А. В. Лыков, Ю. А. Михайлов. – Минск : Изд-во Академии наук БССР, 1959. – 330 с.

66. Лыков А. В. Тепломассообмен : справочник / Алексей Васильевич Лыков. – [2-е изд., перераб. и доп.]. – М. : Энергия, 1978. – 480 с.
67. Степанов С. В. Коэффициент поглощения многофазных материалов / С. В. Степанов // Теплофизика высоких температур. – 1988. – Т. 25. – № 1. – С. 180–182.
68. Моделирование пожаров и взрывов / [под ред. Н. Н. Брушлинского и А. Я. Корольченко]. – М. : Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2000. – 492 с.
69. Давыдкин Н. Ф. Огнестойкость конструкций подземных сооружений / Н. Ф. Давыдкин, В. Л. Страхов ; под ред. И. Я. Дормана. – М : Инф.-изд. центр «ТИМР», 1998. – 296 с.
70. Круковский П. Г. Обратные задачи тепломассопереноса (общий инженерный подход) / Павел Григорьевич Круковский. – К. : Институт теплофизики НАН Украины, 1998. – 224 с.
71. Мацевитый Ю. М. Обратные задачи теплопроводности : в 2-х т. / Ю. М. Мацевитый. – К. : Наукова думка, 2002– . – Т. 1 : Методология. – 2002. – 408 с.
72. Демчина Б. Г. До питання розрахунку вогнетривкості залізобетонних конструкцій / Б. Г. Демчина, М. Й. Коляков : зб. тез 1-ї Всеукраїнської наук.-техніч. конференції «Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону». – К. : НДІБК, 1996. – С. 99–101.
73. Милованов А. Ф. Расчет жаростойких железобетонных конструкций / Анатолий Федорович Милованов. – М. : Стройиздат, 1975. – 128 с.
74. Мурашев В. И. Железобетонные конструкции. Общий курс / Мурашев В. И., Сигалов Э. В., Байков В. Н. ; под ред. П. Л. Пастернака. – М. : Госстройиздат, 1962. – 658 с.
75. Кошмаров Ю. А. Новые методы расчета огнестойкости и огнезащиты современных зданий и сооружений / Ю. А. Кошмаров // Пожарная безопасность. – 2002. – № 2. – С. 91–98.

76. Давыдкин Н. Ф. Оценка огнестойкости зданий и сооружений на основе компьютерного моделирования / Давыдкин Н. Ф., Каледин Вл. О., Страхов В. Л. // Математическое моделирование. – 2001. – Т. 13. – № 6. – С. 27–32.
77. Фомин С. Л. Огнестойкость многоэтажных каркасных зданий / С. Л. Фомин : Міжвідомчий науково-технічний зб. праць (будівництво) / Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Держбуду України. – К. : НДІБК, 2005. – Т. 2. – № 62. – С. 310–315.
78. Поздеев С. В. Обоснование экспериментально-расчетной методики определения несущей способности железобетонной колонны при пожаре / Поздеев С. В., Некора О. В., Поздеев А. В. // Проблемы пожарной безопасности ; вып. 21. – Харьков : УГЗУ, 2007. – С. 201–207.
79. Некора О. В. Розрахунково-експериментальний метод визначення вогнестійкості стиснутих елементів залізобетонних будівельних конструкцій : дис. ... кандидата техн. наук : 21.06.02 / Некора Ольга Валеріївна. – Черкаси, 2008. – 147 с.
80. Руфферт Г. Дефекты бетонных конструкций / Гюнтер Руфферт ; пер. с нем. И. Г. Зеленцова ; под ред. канд. техн. наук В. Б. Семенова. – М. : Стройиздат, 1987. – 111 с.
81. Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс : учеб. для вузов / Байков В. Н., Сигалов Э. Е. – [4-е изд. перераб. и доп.]. – М. : Стойиздат, 1985. – 728 с.
82. Соломин Н. В. Высокотемпературная устойчивость материалов и элементов конструкций : [монография] / Николай Васильевич Соломин. – М. : Машиностроение. 1980. – 128 с.
83. Ильинский В. М. Строительная теплофизика (ограждающие конструкции и микроклимат зданий) : учеб. пособ. [для инж.-строит. вузов] / Ильинский В. М. – М. : Высш. школа, 1974. – 320 с.

- 84.Невилль А. М. Свойства бетона / Невилль А. М. ; пер. с англ. В. Д. Парфенова и Т. Ю. Якуб. – М. : Изд-во лит-ры по строительству, 1972. – 345 с.
- 85.Алексеев С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / Сергей Николаевич Алексеев. – [2-е изд. перераб. и доп.]. – М. : Изд-во лит-ры по строительству, 1968. – 233 с.
- 86.Защита от коррозии, старения и биоповреждений машин, оборудования и сооружений : справочник в 2 т. / [под ред. д-ра техн. наук А. А. Герасименко]. – М. : Машиностроение, 1987– .– Т. 2. – 1987. – 688 с.
- 87.Долговечность железобетона в агрессивных средах / [Алексеев С. Н., Иванов Ф. М., Модры С., Шиссль П.] ; под ред. Ф. М. Иванова. – М. : Стройиздат, 1990. – 320 с.
- 88.Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций (к СНиП 2.03.11-85) «Защита строительных конструкций от коррозии». – М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 109 с.
- 89.Москвин В. М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / [Москвин В. М., Иванов Ф. М., Алексеев С. Н., Гузеев Е. А.]. – М. : Стройиздат, 1980. – 536 с.
- 90.Москвин В. М. Коррозия бетона / Московин В. М. – М. : Госстройиздат, 1952. – 344 с.
- 91.Ингибиторы коррозии стали в железобетонных конструкциях / [Алексеев С. Н., Ратинов В. Б., Розенталь Н. К., Кашурников Н. М.]. – М. : Стройиздат, 1985. – 272 с.
- 92.Методы испытаний на стойкость к внешним воздействующим факторам машин, приборов и других технических изделий. Общие требования : ГОСТ 30630.0.0-99. – [Дата введения для вновь разрабатываемых и модернизируемых изделий 2000-09-01 для разработанных до 2000-09-01 изделий 2003-09-01]. – Минск :

Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации. – 24 с. – (Межгосударственный стандарт).

93. Методы ускоренных испытаний на долговечность и сохраняемость при воздействии агрессивных и других специальных сред для технических изделий, материалов и систем материалов. Общие положения : ГОСТ Р 51372-99. – [Дата введения 2000-07-01]. – М. : ИПК Изд-во стандартов, 2000. – 58 с. – (Государственный стандарт РФ).
94. Материалы рулонные кровельные. Методы испытания на старение под воздействием искусственных климатических факторов : ГОСТ 18956-73. – [Дата введения 1975-01-01]. – М. : МНТКС, 1973. – 14 с. – (Государственный стандарт Союза ССР).
95. Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия металлические и неметаллические неорганические. Методы ускоренных коррозионных испытаний : ГОСТ 9.308-85. – [Дата введения 1987-01-01]. – М. : МНТКС, 1991. – 21 с. – (Государственный стандарт Союза ССР).
96. Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия металлические и неметаллические неорганические на пластмассах. Общие требования и технологические операции : ГОСТ 9.313-89. – [Дата введения 1990-07-01]. – М. : Изд-во стандартов, 1989. – 56 с. – (Государственный стандарт Союза ССР).
97. Будівельна кліматологія. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. – [Чинний від 2011-11-01]. – К. : Мінгеріонбуд України. – 123 с. – (Національний стандарт України).
98. Зенков Н. И. Строительные материалы и поведение их в условиях пожара : учеб. [для слушателей вузов по специальности «Инженер противопожарной техники и безопасности»] / Николай Ильич Зенков. – М. : Высш. инж. пожар.-техн. школа МВД СССР, 1974. – 176 с.

99. Бетоны. Методы определения морозостойкости. Общие требования : ГОСТ 10060.0-95. – [Дата введения 1996-09-01]. – М. : Межгосударственная научно-техническая комиссия по стандартизации и техническому нормированию в строительстве (МНТКС), 1995. – 13 с. – (Межгосударственный стандарт).
100. Бетоны. Базовый метод определения морозостойкости : ГОСТ 10060.1-95. – [Дата введения 1996-09-01]. – М. : МНТКС, 1997. – 21 с. – (Межгосударственный стандарт).
101. Власова Е. А. Приближенные методы математической физики : учеб. для вузов / Власова Е. А., Зарубин В. С., Кувыркин Г. Н. ; под ред. В. С. Зарубина, А. П. Крищенко. – М. : Изд-во МГТУ им. Н. Э. Баумана, 2001. – 700 с. – (Сер. Математика в техническом университете ; вып. XIII).
102. Жакин И. А. Несущая способность сталебетонных колонн при силовых и интенсивных температурных воздействиях : дис. ... кандидата техн. наук : 05.23.01 / Жакин Иван Анатольевич. – Харьков, 2004. – 145 с.
103. Коздоба Л. А. Методы решения обратных задач теплопереноса / Л. А. Коздоба, П. Г. Круковский. – К. : Наукова думка, 1982. – 360 с.
104. Самарский А. А. Вычислительная теплопередача / А. А. Самарский, П. Н. Вабищевич. – М. : Едиториал УРСС, 2003. – 784 с.
105. Бек Дж. Некорректные обратные задачи теплопроводности / Бек Дж., Блакуэлл Б., Сент-Клер Ч. мл. ; пер. с англ. Е. А. Артюхина, И. И. Павловца ; под ред. В. П. Мишина, О. М. Алифанова. – М. : Мир, 1989. – 310 с.
106. Алифанов О. М. Обратные задачи теплообмена / Олег Михайлович Алифанов. – М. : Машиностроение, 1988. – 280 с.
107. Новак С. В. Вогнезахисна здатність гіпсокартонних плит для ненесучих внутрішніх стін / С. В. Новак, А. В. Довбиш : матеріали VII

- Всеукраїнської наук.-практич. конференції «Пожежна безпека – 2005» (УкрНДПБ МНС України, м. Київ, 2005 р.). – К., 2005. – С. 335–337.
108. Носач В. В. Решение задач аппроксимации с помощью персональных компьютеров / Василий Васильевич Носач. – М. : МИКАП, 1994. – 382 с.
109. Самарский А. А. Вычислительная теплопередача / А. А. Самарский, П. Н. Вабищевич. – М. : Едиториал УРСС, 2003. – 784 с.
110. [ANSYS Release 10, Inc. Theory Reference](#).
111. Мацевитый Ю. М. Обратные задачи теплопроводности : в 2-х т. / Ю. М. Мацевитый. – К. : Наукова думка, 2002– .– Т. 1 : Методология. – 2002. – 408 с.
112. Моделирование пожаров и взрывов / [под ред. Н. Н. Брушлинского и А. Я. Корольченко]. – М. : Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2000. – 492 с.
113. Зенков Н. И. Прочность, деформативность и газопроницаемость тяжелого крупнозернистого силикатобетона при нагреве / Зенков Н. И., Бушуев И. С., Руссо В. Л. // Огнестойкость строительных конструкций ; вып. 7 : сб. тр. ВНИИПО МВД СССР. – М., 1979. – С. 124–130.
114. Берг О. Я. Высокопрочный бетон / Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писанко Г. Н. ; под. ред. д-ра техн. наук, проф. О. Я. Берга. – М. : Изд-во лит-ры по строительству, 1971. – 208 с.
115. Самарский А. А. Введение в теорию разностных схем / Александр Андреевич Самарский. – М. : Наука. 1971. – 554 с.
116. Тихонов А. Н. Уравнения математической физики / А. Н. Тихонов, А. А. Самарский. – М. : Высшая школа, 1976. – 664 с.
117. Поршнева С. В. Численные методы на базе Mathcad / С. В. Поршнева, И. В. Беленкова. – СПб. : БХВ-Петербург, 2005. – 464 с.
118. Дьяконов В. П. Mathcad 8/2000 : специальный справочник / Дьяконов В. П. – СПб : Изд-во «Питер», 2000. – 592 с.

119. Очков В. Ф. Mathcad 7 Pro для студентов и инженеров / Валерий Федорович Очков. – М. : Компьютер Press, 1988. – 384 с.
120. Макаров Е. Г. Инженерные расчеты в Mathcad. Учебный курс / Евгений Георгиевич Макаров. – СПб. : Питер, 2003. – 448 с.
121. Поздеев С. В. Экспериментально-расчетный метод построения диаграмм деформирования бетона при высоких температурах : сб. научн. трудов Донбасского государственного технического университета / С. В. Поздеев. – Донецк : ДонДТУ. – 2011. – № 31. – С. 275–284.
122. Карпенко Н. И. Определяющие соотношения для железобетона с трещинами при термосиловых воздействиях / Н. И. Карпенко, С. Ф. Клованич // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 2. – С. 141–165.
123. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Николай Иванович Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
124. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Николай Иванович Карпенко. – М. : Стройиздат, 1976. – 209 с.
125. Метод конечных элементов в механике твердого тела / [Сахаров В. С., Кислооккий В. Н., Киричевский В. Р. и др.]. – К. : Вища школа, 1982. – 480 с.
126. Здоренко В.С. Расчет железобетонных конструкций с учетом образования трещин методом конечных элементов / В. С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений ; вып. 29. – К. : Будівельник, 1976. – С. 89–101.
127. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона : / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одесса : ОНМУ, 2007. – 110 с.
128. Перельмутер А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.

129. Бамбура А. Н. Развитие методов оценки напряженно-деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов / А. Н. Бамбура : материалы 1-й Всеукр. научно-технич. конф. «Научно практические проблемы современного железобетона». – К., 1996. – С. 36–39.
130. William K.J., Warnke E.P. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete // *Assos. Brideg Struch. Eng. Рос*, 1975, 19. – P. 1–30.
131. Милованов А. Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре / Анатолий Федорович Милованов. – М. : Стройиздат, 1998. – 304 с.
132. Метод конечных элементов в механике твердых тел / [Сахаров А. С., Кислоокый В. М., Киричевский В. В. и др.] ; под ред. А. С. Сахарова, И. А. Альтенбаха. – К. : Вища школа ; Лейпциг : ФЭБ Фахбухферлаг, 1982. – 480 с.
133. Жуков В. В. Взрывообразное разрушение бетона / Жуков В. В., Гуляева В. Ф., Сорокин А. Н. // *Огнестойкость строительных конструкций* ; вып. 4. – М. : ВНИИПО МВД СССР, 1976. – С. 42–57.

ДОДАТОК А.

Акт впровадження результатів дисертаційної роботи
в роботу Управління Держтехногенбезпеки у Чернігівській області

ЗАТВЕРДЖУЮ

Начальник Управління

Держтехногенбезпеки

Чернігівській області

Полковник служби

цивільного захисту

Ю.О. Чеповський



«_____» 2012р.

АКТ


**впровадження результатів дисертаційної роботи
Нуянзіна Віталія Михайловича «Вплив кліматичних факторів на
вогнестійкість залізобетонних колон»**

Комісія в складі: голови комісії – заступник начальника Управління – начальник відділу кадрового забезпечення, контролю за діяльністю органів виконавчої влади та правової роботи Управління Держтехногенбезпеки у Чернігівській області, підполковника с.ц.з. Власенка С.В., членів комісії – начальника сектору нормативно-технічної роботи Управління Держтехногенбезпеки у Чернігівській області, майора с.ц.з. Шарого Ю.М., начальника служби активних і пасивних систем захисту при Управлінні Держтехногенбезпеки у Чернігівській області, майора с.ц.з. Федоренка М.П. склали цей акт про те, що результати дисертаційної роботи Нуянзіна Віталія Михайловича за темою: «Вплив кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон», впроваджено у роботу сектора нормативно-технічної роботи Управління Держтехногенбезпеки у Чернігівській області, шляхом застосування, розробленої в рамках дисертаційних досліджень, методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

Урахування впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон дозволяє уникати помилок під час реконструкції об'єктів будівництва та створює передумови покращення основних показників пожежної статистики у будівництві.

Голова комісії:

Члени комісії:


С.В. Власенко

Ю.М. Шарий

М.П. Федоренко

ДОДАТОК Б.

Акт впровадження результатів дисертаційної роботи
в роботу Управління Держтехногенбезпеки в Автономній Республіці
Крим

ЗАТВЕРДЖУЮ
 Начальник Головного
 управління Держтехногенбезпеки
 в Автономній Республіці Крим

полковник служби
 цивільного захисту

Д.А. Бабенко

2012р.



АКТ

**впровадження результатів дисертаційної роботи
 Нуянзіна Віталія Михайловича «Вплив кліматичних факторів на
 вогнестійкість залізобетонних колон»**

Комісія в складі: голови комісії – заступника начальника Головного управління Держтехногенбезпеки в Автономній Республіці Крим, полковника с.ц.з. Кравчука О.П., членів комісії – начальника управління державного нагляду з питань техногенної безпеки, майор с.ц.з. Капустіна М.Ю., начальника відділу нормативно-технічної роботи, підполковника с.ц.з. Грамотного М.В. склали цей акт про те, що результати дисертаційної роботи Нуянзіна Віталія Михайловича за темою: «Вплив кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон», впроваджено у роботу відділу нормативно-технічної роботи Головного управління Держтехногенбезпеки в Автономній Республіці Крим, шляхом застосування, розробленої в рамках дисертаційних досліджень, методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів, при розгляді проектів реконструкції будівель та споруд.

Урахування впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон створює передумови уникнення помилок при відновленні призупиненого будівництва будівель та споруд виходячи з вимог пожежної безпеки.

Голова комісії:

Члени комісії:

О.П. Кравчук

М.Ю. Капустін

М.В. Грамотний

ДОДАТОК В.

Акт впровадження результатів дисертаційної роботи
в роботу Територіального управління МНС в Черкаській області

ЗАТВЕРДЖУЮ
В.о. начальника Територіального
управління МНС
у Черкаській області
полковник служби
цивільного захисту



АКТ




впровадження результатів дисертаційної роботи Нуянзіна Віталія Михайловича «Вплив кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон»

Комісія в складі: голови комісії – заступника начальника Територіального управління з питань оперативного реагування та цивільного захисту Територіального управління МНС у Черкаській області, полковника с.ц.з. Гончара В.В., членів комісії – начальника відділу цивільного захисту, полковника с.ц.з. Бабака О.В, провідного фахівця відділу цивільного захисту, майора с.ц.з. Єременка С.М. склали цей акт про те, що результати дисертаційної роботи Нуянзіна Віталія Михайловича за темою: «Вплив кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон», впроваджено у роботу відділу цивільного захисту Територіального управління МНС у Черкаській області, шляхом застосування, розробленої в рамках дисертаційних досліджень, методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів.

Урахування впливу кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон дозволяє забезпечити виконання одного з основних завдань Управління, а саме аналізу та прогнозуванню ймовірності виникнення надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру, визначення показників ризику виникнення надзвичайних ситуацій на об'єктах та територіях, здійснення комплексу оперативних та довгострокових заходів щодо попередження і нейтралізації загроз виникнення надзвичайних ситуацій. А також дозволяє володіти оперативними даними про змінення вогнестійкості залізобетонних колон під дією кліматичних факторів та створює передумови покращення основних показників пожежної статистики.

Голова комісії:

Члени комісії:

 В.В. Гончар
 О.В. Бабак
 С.М. Єременко

ДОДАТОК Г.

Акт впровадження результатів дисертаційної роботи
в навчальний процес Академії пожежної безпеки
імені Героїв Чорнобиля МНС України

ЗАТВЕРДЖУЮ
Ректор Академії
пожежної безпеки
імені Героїв Чорнобиля
МНС України
генерал-майор служби
цивільного захисту



М.А. Кришталь

2012р.

АКТ

впровадження результатів дисертаційної роботи Нуянзіна Віталія Михайловича «Вплив кліматичних факторів на вогнестійкість залізобетонних колон»

Комісія в складі: голови комісії – начальника факультету пожежно-профілактичної діяльності, к.т.н., доцента, підполковника с.ц.з. Джулая О.М., членів комісії – начальника кафедри пожежно-профілактичної роботи к.т.н., доцента, майора с.ц.з. Цвіркуна С.В., начальника кафедри будівельних конструкцій к.т.н., доцента, майора с.ц.з. Отроша Ю.А. склали цей акт про те, що розроблені методичні рекомендації щодо визначення вогнестійкості будівель, зведених на базі несучих залізобетонних конструкцій після тривалого впливу на них зовнішніх кліматичних факторів, впроваджені в навчальний процес Академії пожежної безпеки ім. Героїв Чорнобиля, при викладанні дисциплін: «Будівлі й споруди та їх поведінка в умовах пожежі» та «Пожежна профілактика в населених пунктах» курсантами і студентами денної форми навчання освітньо-кваліфікаційного рівня „Бакалавр”.

Це дозволило підвищити ефективність навчального процесу та якість викладання курсантам та студентам навчального закладу аспектів взаємозв'язку спеціальних дисциплін з майбутньою професією за спеціальністю «Пожежна безпека».

Слід зазначити, що розроблені автором і упроваджені в процес викладання дисциплін «Будівлі й споруди та їх поведінка в умовах пожежі» та «Пожежна профілактика в населених пунктах» матеріали дослідження, враховують специфіку професійної підготовки майбутніх фахівців інженерного профілю.

Результати успішності та якості контрольних зрізів навчального процесу підтвердили ефективність використання методики визначення вогнестійкості залізобетонних колон, які зазнали впливу кліматичних факторів на основі розроблених автором методичних рекомендацій.

Даний акт не є підставою для одержання премій та інших винагород із фондів Академії пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля.

Голова комісії:

О. М. Джулай

Члени комісії:

С.В. Цвіркун
Ю.А. Отрош