



Збірник наукових праць

Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля
Національного університету цивільного захисту України

НАДЗВИЧАЙНІ СИТУАЦІЇ: ПОПЕРЕДЖЕННЯ ТА ЛІКВІДАЦІЯ



УДК 614.841.415

DOI: <https://doi.org/10.31731/2524.2636.2022.6.2.82-93>

*Олександр Нуязін, кандидат технічних наук, доцент (ORCID: 0000-0003-2527-6073),
Петро Зайка, кандидат технічних наук, доцент (ORCID: 0000-0002-6949-4710),
Роман Черниш, кандидат технічних наук (ORCID: 0000-0002-6245-0707),
Сергій Ведула (ORCID: 0000-0001-6191-8737),
Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля
Національного університету цивільного захисту України*

РОЗРАХУНКОВА ОЦІНКА МЕЖІ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ВОГНЕВИХ ВИПРОБУВАНЬ БЕЗ МЕХАНІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

У даній роботі розкрито методичку оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань без механічного навантаження та врахування його на етапі розрахунку.

Розроблено та охарактеризовано алгоритм оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань без механічного навантаження, що лягає в основу загальної методички. Він складається з інтерполяції температурних розподілів та подальшого розрахунку з визначення межі вогнестійкості при сумісній дії температурних та силових навантажень на балку реальних розмірів. Враховуються схема та вид армування, а також особливості зміни міцності матеріалів при нагріванні.

Розроблено та обґрунтовано методичку інтерпретації температурних показників прогріву залізобетонної балки, нагрівання фрагментів якої здійснювалось у малогабаритній печі за стандартним температурним режимом пожежі, що дозволило практично оцінити межі її вогнестійкості і може слугувати частиною експериментально-розрахункового методу оцінки вогнестійкості.

Описано схему розташування контрольних точок де визначатиметься температура, яка є необхідною і достатньою для проведення інтерполяції даних. Представлено схему їхнього розташування у графічному вигляді.

Визначено температурні розподілення у перерізах залізобетонних балок. Їх розміри та характеристики відповідали характеристикам досліджуваного зразка та температурам прогрівання її слоїв при експерименті. Додатково вводились дані щодо довжини виробу та розподіленого навантаження, що запроектоване при роботі конструкції в будівлі. Таким чином, змінивши їх, можливо визначити межю вогнестійкості для колон інших габаритів та з іншим робочим навантаженням. Продемонстровано, що при збільшенні робочого навантаження на залізобетонну балку, її межа вогнестійкості знижується.

Ключові слова: оцінки межі вогнестійкості, розрахунок, залізобетонна балка, температура, навантаження, методика, алгоритм.

Постановка проблеми. Гарантування часу евакуації є першочерговою задачею, тому будівельні конструкції мають відповідати необхідній межі вогнестійкості. Під час пошуково-рятувальних робіт, підрозділи ОРС ЦЗ мають також бути впевнені, що не відбудеться обвалу внаслідок нагрівання будівельних конструкцій.

Порушення загальної стійкості будівлі в умовах пожежі відбувається внаслідок руйнування окремих елементів в каркасі споруди. Зважаючи на це, одним із аспектів забезпечення пожежної безпеки у наш час є застосування несучих будівельних конструкцій із гарантованою межею вогнестійкості.

Існують різні способи оцінки межі вогнестійкості, проте не існує універсального. Необхідно забезпечити консенсус між експериментами та подальшими розрахунками. Тому використання спеціальних малогабаритних засобів, що одночасно забезпечить врахування

особливостей залізобетону та розрахункової методики, що сумісні температурно-силові впливи є актуальним і сприятиме вирішенню проблеми ефективності випробувань з гарантування межі вогнестійкості залізобетонних будівельних конструкцій для евакуації та проведення пошуково-рятувальних робіт.

Аналіз останніх досягнень і публікацій. У ході вогневих випробувань при нагріванні залізобетонної балки без механічного навантаження за стандартним температурним режимом пожежі у малогабаритній вогневій печі було отримано результати прогріву в необхідних для розрахунку контрольних точках [1]. Наступним етапом є оцінка вогнестійкості даного елемента конструкції за несучою здатністю розрахунковим шляхом, що і відображено у даній роботі.

Методика дозволяє на основі даних, одержуваних в ході експериментальної частини методу [1], що заснована на трьохсторонньому нагріванні залізобетонної балки за стандартною температурною кривою пожежі у вогневій печі без механічного навантаження в розрізі запропонованих у стандартах [2, 3], оцінити межу вогнестійкості залізобетонних балок прямокутного перерізу за несучою здатністю при застосуванні розрахунку на міцність (рис.1).

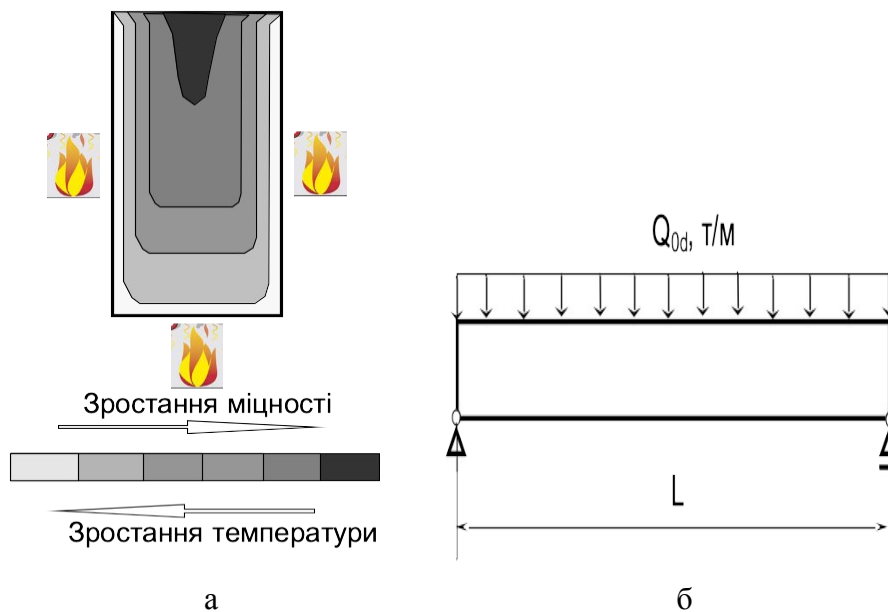


Рисунок 1 – Зміна міцності в перерізі балки в залежності від температури (а) та розрахункова схема балки (б).

Постановка задачі та її розв’язання. Метою роботи є розкриття методики оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань без механічного навантаження та врахування його на етапі розрахунку.

Для досягнення мети поставлено та вирішено наступні завдання:

Створити алгоритм оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань без механічного навантаження, що лягає в основу методики.

Обґрунтувати математичний апарат для апроксимації температурних розподілень всередині залізобетонної балки.

Описати схему розташування контрольних точок, де визначатиметься температура.

Провести розрахунок межі вогнестійкості на конкретному прикладі залізобетонної балки, результати вогневих випробувань якої було описано в [1].

Методи дослідження (методологія дослідження) (Methods)

Загальна експериментально-розрахункова методика дозволяє проводити випробування балкових елементів будівельних конструкцій на вогнестійкість за

температурним режимом згідно з [3] без прикладання механічного навантаження, що враховується на етапі розрахунку, вхідними даними для яких є експериментальні [1].

Методика використовується для визначення межі вогнестійкості балкових елементів будівельних конструкцій, які піддаються впливу вогню з трьох боків.

Метод враховує зміни механічних властивостей кожного шару бетону і арматурної сталі залежно від їх температури нагріву. Принцип зміни механічних властивостей бетону і арматурної сталі показаний на рис. 1-а. Вказана зміна враховується при розгляді параметрів напружено-деформованого стану в перерізі балки відповідно до шарнірної схеми її закріплення, геометричними параметрами, класу міцності бетону і арматурної сталі. Рівняння, що описують напружено-деформований стан, взяті відповідно до рекомендацій [4].

Для врахування зміни механічних властивостей у залежності від температури була використана інтерполяція температур у вузлових точках перерізу при застосуванні значень температур, які виміряні у контрольних точках перерізу у ході проведення випробувань. На рис. 2 подана схема розбиття перерізу на прямокутні зони з вузловими точками, де будуть визначатися температури шляхом інтерполяції. Також на цьому рисунку подана схема розташування контрольних точок, де визначатиметься температура відповідно до рекомендацій стандарту [2]. Оскільки балка нагрівається з трьох сторін, то з метою недопущення порушення її цілісності шляхом встановлення термопар, схема враховує симетричність конструкції.

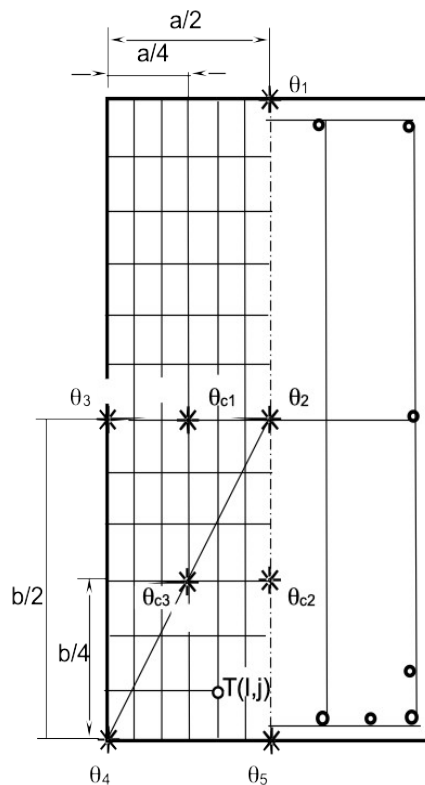


Рисунок 2 – Схема розташування термопар та розбиття перерізу балки на зони.

Спосіб інтерполяції полягає у виконанні таких процедур.

1. За показниками термопар θ_{1-5} , θ_{c1-c3} знаходиться вираз, який апроксимує залежність температури від вертикальної координати вздовж поздовжньої вісі перерізу для кожного контрольного моменту часу k . Вираз має такий вигляд:

$$\theta_{v_{k,i}} = \theta_k + (\theta_{i,k} - \theta_{(i-1)k}) \left[\frac{i}{m} \right]^{Q_{v_k}} \quad (1)$$

Q_v – показник ступеня, що визначається шляхом мінімізації середньоквадратичної нев'язкості з використанням виразу:

$$\Phi = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^m [\theta_{iM} - \theta_{iE}]^2 \rightarrow \min, \quad (2)$$

де m – кількість просторово-часових контрольних точок;

θ_{iE} θ_{iM} , – експериментальне та розраховане значення температури в i -тій просторовій контрольній точці у контрольний момент часу k .

2. Задаються початкові параметри функції, що наближує ізотерму, яка має такий вигляд:

$$j = x_0 \left(1 - \left(\frac{i}{x_0} \right)^{p_0 - (p_{\max} - p_0) x_0^n} \right) \frac{1}{p_0 - (p_{\max} - p_0) x_0^n}, \quad (3)$$

де $p_0 = 1,8$, $p_{\max} = 15$ мінімальний та максимальний показники ступеня функції, що апроксимує ізотерми;

x_0 – початкове значення координати i функції, що апроксимує ізотерми;

$n = n_0$ – параметр, який піддається пошуку при наближенні поверхні для інтерполяції температур у вузлових точках.

3. В кожній контрольній точці визначається x_0 шляхом розв'язку виразу (3) як рівняння при відомих значеннях i, j . За отриманим значенням x_0 визначається температура у контрольній точці за виразом (1).

4. Варіюючи параметр n визначається його таке значення, при якому вираз (2) досягає мінімуму. Алгоритм пошуку мінімуму заснований на методі Ньютона.

5. Застосовуючи описаний алгоритм знаходиться значення температур у вузлових точках перерізу у кожній контрольний момент часу випробування.

6. В кожній зоні визначається середня температура за чотирма вузловими точками.

7. Температури в арматурних стержнях, де не відбувалося вимірювання, визначаються за алгоритмом, як і для будь-якої вузлової точки перерізу.

Задача міцності визначається виходячи із значення максимального прогину балки, що визначається за формулою:

$$D = \frac{L^2}{400 \cdot b}. \quad (4)$$

За даним значенням максимального прогину визначається максимальна кривизна за формулою:

$$\chi = \frac{48 D}{5 L^2} = 24 \cdot 10^{-3} b^{-1}. \quad (5)$$

За відомими найбільшою кривизною, середніми значеннями температури кожної зони і температури арматурних стержнів, а також координатами даної зони і центра перерізу арматурного стержня визначаються середні напруження кожної з зон та арматурних стержнів за відповідними діаграмами «напруження-деформація», що рекомендовані [4]. Діаграми

деформування бетону у залежності від температури нагріву подані на рис. 3 і будуються за формулами:

$$\sigma_b(\varepsilon_b) = \frac{3\varepsilon_b R_{b,T}}{\varepsilon_{c1,T} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{c1,T}} \right)^3 \right)}, \quad \text{при } 0 < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{c1,T}, \quad (6)$$

$$\sigma_b(\varepsilon_b) = R_{b,T} \frac{R_{b,T}(\varepsilon_b - \varepsilon_{c1,T})}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{c1,T}}, \quad \text{при } \varepsilon_{c1,T} < \varepsilon_b < \varepsilon_{cu1,T},$$

де ε_b – відносна деформація бетону,

$R_{b,T}$ – розрахунковий опір бетону на стискання, залежний від температури нагріву бетону,

$\varepsilon_{c1,T}$ – гранична відносна деформація зростаючої гілки діаграми (рис. 3);

$\varepsilon_{cu1,T}$ – найбільша відносна деформація діаграми (рис. 3);

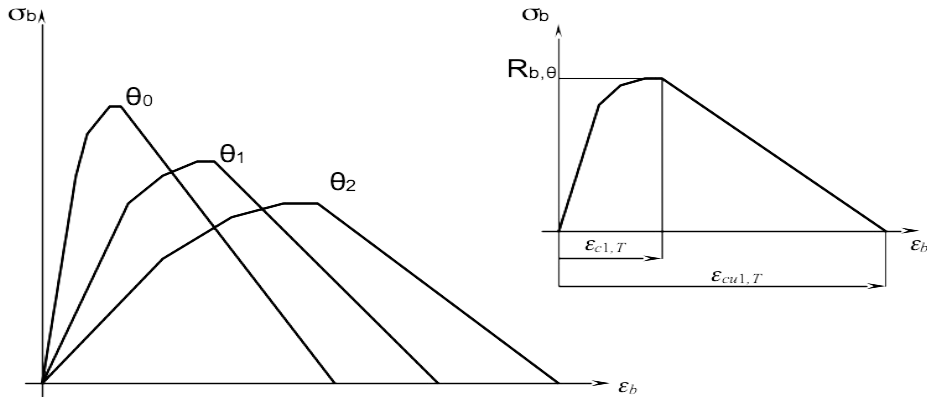


Рисунок 3 – Механічні властивості бетону при високих температурах.

Діаграми деформування арматурної сталі у залежності від температури нагріву подані на рис. 4 і будуються за формулами:

$$\begin{aligned} \text{при } 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{sp} & \quad \sigma_s = E_{s,T} \varepsilon_s \\ \text{при } \varepsilon_{sp} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} & \quad \sigma_s = R_{sp,T} - k + (p/q) [q^2 - (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_s)^2]^{0,5}, \\ \text{при } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st} & \quad \sigma_s = R_{s,T}, \\ \text{при } \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su2} & \quad \sigma_s = R_{s,T} [1 - (\varepsilon_s - \varepsilon_{st}) / (\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{st})], \\ \text{при } \varepsilon_{su2} < \varepsilon_s & \quad \sigma_s = 0, \end{aligned} \quad (7)$$

де q, p, k – деякі параметри, що визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} q^2 &= (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp} + k/E_{s,T}), \quad p^2 = k(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})E_{s,T} + k^2 \\ k &= \frac{(R_{s,T} - R_{sp,T})^2}{(\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp})E_{s,T} - 2(R_{s,T} - R_{sp,T})}. \end{aligned} \quad (8)$$

У формулу (7), (8) входять такі параметри:

$\varepsilon_{sp} = R_{sp,T}/E_{s,T}$ – деформація, при якій настає межа пропорційності,

$\varepsilon_{sy} = 0,02$ – деформація, при якій настає межа текучості.

$\varepsilon_{st} = 0,15$ – деформація, при якій починається спадна гілка діаграми,

$\varepsilon_{su2} = 0,2$ – найбільша деформація.

$R_{sp,T}$ – межа пропорційності сталі, $R_{s,T}$ – межа міцності сталі

$E_{s,T}$ – модуль пружності сталі, залежний від температури нагріву

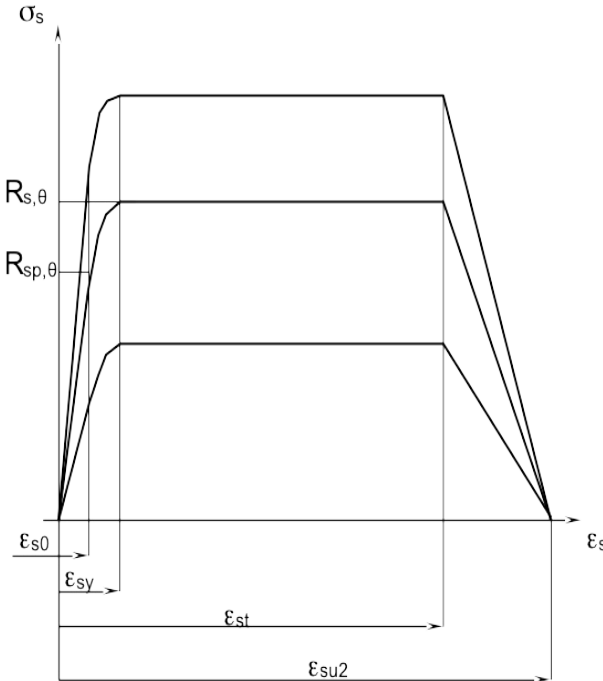


Рисунок 4 – Механічні властивості арматурної сталі при високих температурах.

За відомими напруженнями кожної з зон перерізу балки та арматурних стержнів визначається момент, при якому досягається критична кривизна балки з використанням формули:

$$M_{lim,fi} = \sum_{i=1}^z \sigma_{s_i}(\theta, \varepsilon_{s_i}) A_{s_i} \cdot \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \sigma_{b_{i,j}}(\theta, \varepsilon_{b_{i,j}}) A_{b_{i,j}} d_{b_{i,j}} + \sum_{i=1}^l \sigma_{sd_i}(\theta, \varepsilon_{sd_i}) A_{sd_i} d_{sd_i}}{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \sigma_{b_{i,j}}(\theta, \varepsilon_{b_{i,j}}) A_{b_{i,j}} + \sum_{i=1}^l \sigma_{sd_i}(\theta, \varepsilon_{sd_i}) A_{sd_i}}, \quad (9)$$

де $\sigma_{b_{i,j}}(\theta, \varepsilon_{b_{i,j}})$ – напруження у бетоні, які визначаються за формулами (6), для середнього значення температури поточної зони бетону у перерізі; $\sigma_{s_i}(\theta, \varepsilon_{s_i})$, $\sigma_{sd_i}(\theta, \varepsilon_{sd_i})$ – напруження у робочій та додатковій арматурі, які визначаються за формулами (7), (8); $d_{b_{i,j}}$, d_{sd_i} – відстані відповідно від центрів зон бетону перерізу, осей додаткових арматурних стержнів до осі, що проходить через центри робочої арматури, причому для стержнів нижче горизонтальної центральної вісі відстань має від’ємне значення. Деформації: $\varepsilon_{b_{i,j}} = x_{b_{i,j}} \cdot \chi$, де $x_{b_{i,j}}$ – відстань центру зони до горизонтальної центральної вісі перерізу; $\varepsilon_{sd_i} = x_{sd_{i,j}} \cdot \chi$, де $x_{sd_{i,j}}$ – відстань осі додаткового арматурного стержня до горизонтальної центральної вісі перерізу;

$\varepsilon_{s_i} = x_{s_{ij}} \cdot \chi$, де $x_{s_{ij}}$ – відстань осі робочого арматурного стержня до горизонтальної центральної вісі перерізу; $A_{b_{i,j}}$ - площа зон, на які розбитий переріз балки, A_{sd_i} , A_{sd_i} - площі поперечних перерізів стержнів робочої та додаткової арматури.

За формулою (9) будується графік залежності внутрішнього моменту від кривизни балки. При побудованні графіку фіксується момент з найбільшим значенням, який розглядається як максимальний момент, що здатна витримувати балка у даний контрольний момент часу випробування.

За отриманими значеннями будується графік залежності максимального моменту від часу випробування. Порівнюючи поточне значення максимального моменту випробуваної балки із діючим моментом, що визначається за формулою визначається настання граничного стану втрати несучої здатності:

$$M_{0d} = Q_{0d}L^2/8. \quad (10)$$

Для проведення розрахунку щодо оцінки межі вогнестійкості залізобетонних балок за результатами нагрівання у спеціальній малогабаритній вогневій печі необхідні наступні дані: показники термодинаміки в кожну хвилину випробувань згідно зі схемою на рис. 2; клас міцності бетону та арматури; тип крупного заповнювача бетону; діаметри арматури, а також кількість та розташування стержнів. Далі вносяться дані щодо геометричних розмірів перерізу балки і захисний шар бетону, розрахункова довжина балки та розрахункове розподілене навантаження (рис. 1).

Результати дослідження (Results and Discussion). Розглянемо конкретний приклад залізобетонної балки. На рис. 5 поданий вигляд перерізу балки та схема його армування, відповідно до запропонованих у методиці.

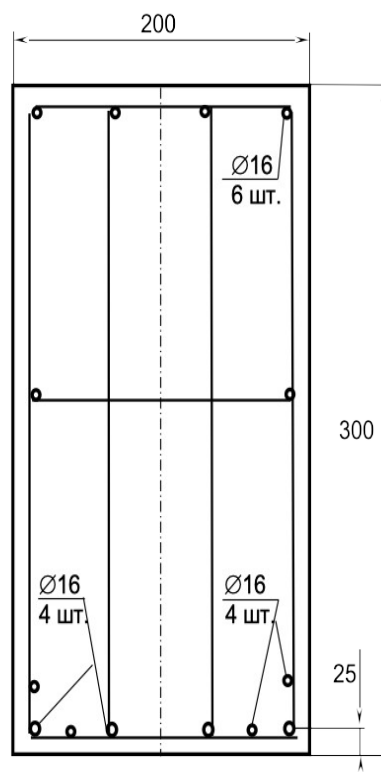


Рисунок 5 – Параметри перерізу балки.

Таблиця 1 – Основні параметри залізобетонної

Параметр	Позначення	Значення	Одиниця виміру
Геометричні розміри			
• ширина	a	0,2	м
• висота	b	0,3	
• ширина захисного шару	w	0,025	
• довжина балки	L	4,75	
Тип бетону	Важкий на гранітному зповнювачі	Клас С 20/25 (В30)	
Густина бетону	ρ_B	2230	кг/м ³
Робоча арматура:		Клас А500С	
• діаметр більший	d_1	0,016	м
• діаметр менший	d_2	0,016	
Додаткова арматура:		Клас А500С	
• діаметр	d_3	0,016	м

Після інтерполяції були отримані розподіли температур, показані на рис. 6.

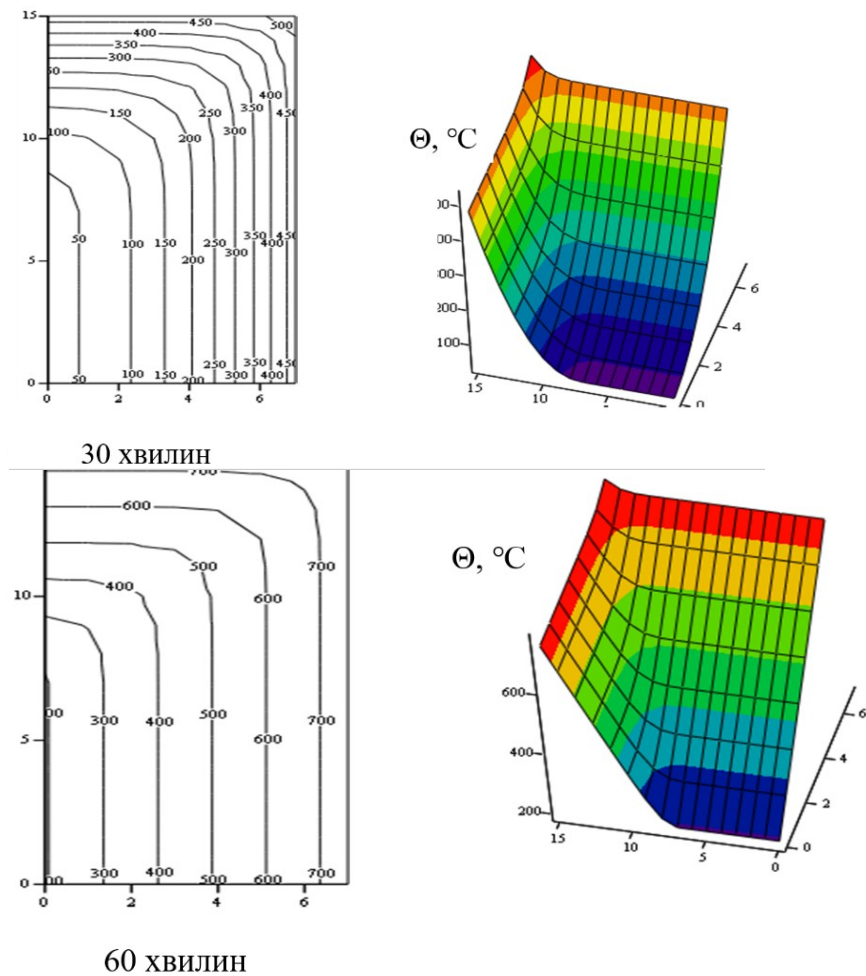


Рисунок 6 – Результати проведення інтерполяції температур за значеннями температур у контрольних точках перерізу на 30-й та 60-й хвилинах.

Переріз балки був розбитий на прямокутні зони розміром 5×4,5 мм.
Граничний максимальний прогин балки складає:

$$D = \frac{L^2}{400 \cdot b} = \frac{4^2}{400 \cdot 0,9} = 0,044 \text{ м.}$$

Гранична кривизна балки складає:

$$\chi = 24 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9^{-1} = 0,0027 \text{ м}^{-1}.$$

У кожний контрольний момент часу були побудовані графіки залежності внутрішнього моменту від кривизни балки і визначені максимальні їх значення. На рис. 7 побудовані вказані графіки для деяких моментів часу випробування.

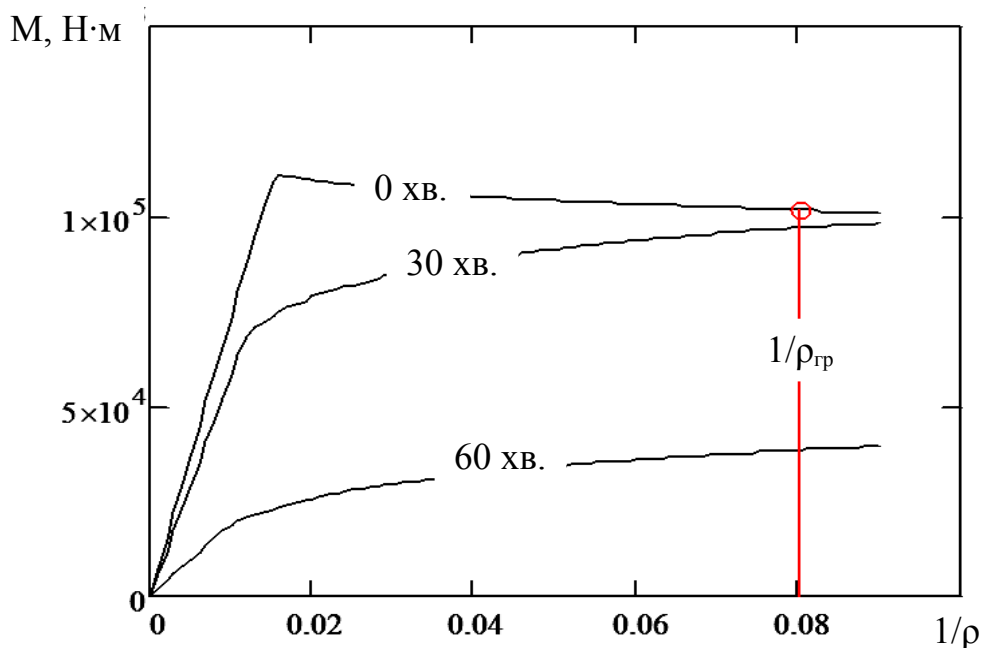


Рисунок 7 – Графіки моменту при граничному значенні кривизни для заданих моментів часу випробування.

За отриманими значеннями максимальних моментів був побудований графік зниження несучої спроможності, який поданий на рис. 8.

У результаті проведеного розрахунку була визначена межа вогнестійкості, яка склала 59 хв.

На рис. 8 показані отримані результати. Дані балки відповідали характеристикам досліджуваного зразка та температурам прогрівання її слоїв при експерименті [1]. Додатково вводились дані щодо довжини виробу та розподіленого навантаження, що запроектоване при роботі конструкції в будівлі.

Таким чином, змінивши їх, можливо визначити межу вогнестійкості для колон інших габаритів та з іншим робочим навантаженням. На рис. 8 продемонстровано зниження міцності балки довжиною 4,75 м з зовнішнім навантаженням 1,5 т/м².

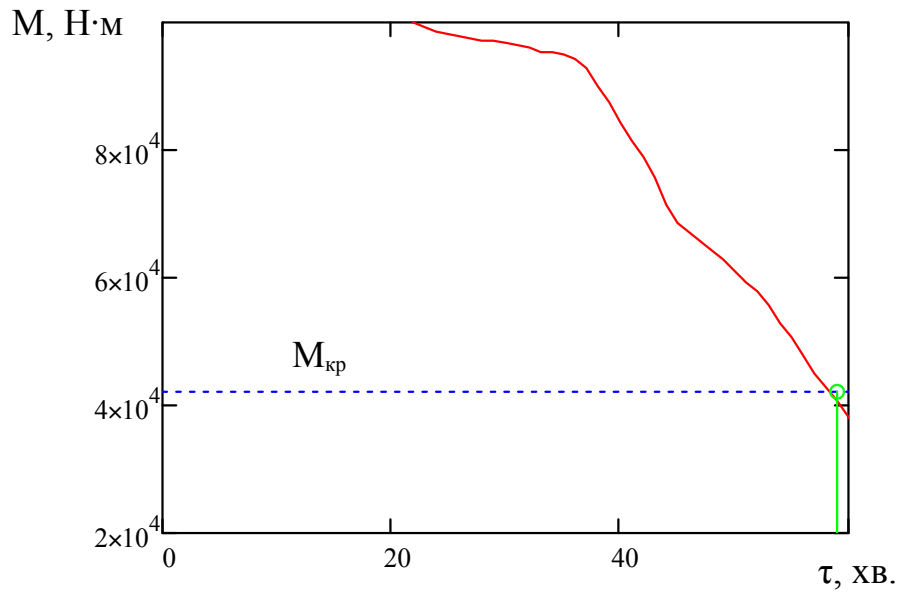


Рисунок 8 – Графік зниження несучої спроможності балки довжиною 4,75 м з навантаженням 1,5 т/м².

Для наочності на рис. 9 продемонстровано графік зниження несучої спроможності балки з навантаженням 2,5 т/м².

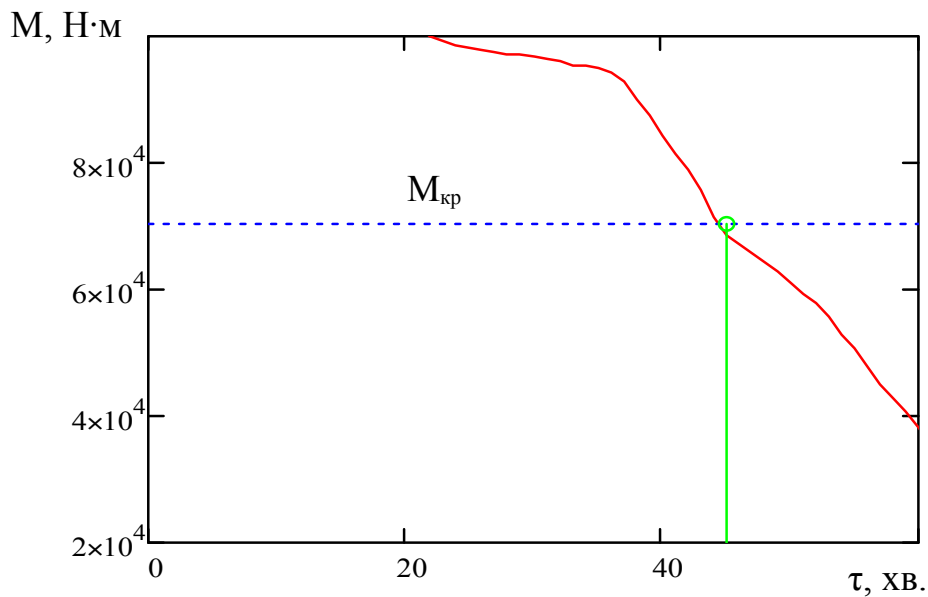


Рисунок 9 – Графік зниження несучої спроможності балки довжиною 4,75 м з навантаженням 2,5 т/м².

Як видно з рисунків 8 та 9, при збільшенні робочого навантаження на залізобетонну балку з 1,5 до 2,5 МПа її межа вогнестійкості знизилась з 59 до 45 хвилин, що підтверджує достовірність розрахунків.

Висновки. У даній роботі розкрито методику оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань без механічного навантаження та врахування його на етапі розрахунку, отримано конкретні результати.

За результатами даної роботи встановлено наступне:

1. Розроблено та охарактеризовано алгоритм оцінки межі вогнестійкості залізобетонної балки за результатами вогневих випробувань без механічного навантаження, що лягає в основу загальної методики. Він складається з інтерполяції температурних розподілів та подальшого розрахунку з визначення межі вогнестійкості при сумісній дії температурних та силових навантажень на балку реальних розмірів. Враховуються схема та вид армування, а також особливості зміни міцності матеріалів при нагріванні.

2. Розроблено та обґрунтовано методику інтерпретації температурних показників прогріву залізобетонної балки, нагрівання фрагментів якої здійснювалось у малогабаритній печі за стандартним температурним режимом пожежі, що дозволило практично оцінити межі її вогнестійкості і може слугувати частиною експериментально-розрахункового методу оцінки вогнестійкості.

3. Описано схему розташування контрольних точок, де визначатиметься температура, яких необхідно і достатньо для проведення інтерполяції даних. Представлено схему їхнього розташування у графічному вигляді.

4. Визначено температурні розподілення у перерізах залізобетонних балок. Їх розміри та характеристики відповідали характеристикам досліджуваного зразка та температурам прогрівання її слоїв при експерименті [1]. Додатково вводились дані щодо довжини виробу та розподіленого навантаження, що запроєктоване при роботі конструкції в будівлі. Таким чином, змінивши їх, можливо визначити межу вогнестійкості для колон інших габаритів та з іншим робочим навантаженням. Продемонстровано зниження міцності балки довжиною 4,75 м з зовнішнім навантаженням 1,5 т/м² та графік зниження несучої спроможності балки з навантаженням 2,5 т/м². При збільшенні робочого навантаження на залізобетонну балку з 1,5 до 2,5 МПа її межа вогнестійкості знизилась з 59 до 45 хвилин, що підтверджує достовірність розрахунків.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Нуянзін, О. (2022). Дослідження теплового впливу пожежі на залізобетонну балку за результатами експериментальних випробувань. Надзвичайні ситуації: попередження та ліквідація, 6(1), 75-84.
2. ДСТУ Б В.1.1-13:2007 Захист від пожежі. Балки. Метод випробування на вогнестійкість.
3. ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги.
4. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT)

REFERENCE

1. Nuianzin, O. (2022). Doslidzhennya teplovoho vplyvu pozhezhi na zalizobetonnu balku za rezul'tatamy eksperymental'nykh vyprobuvan'. Nadzvychnayni sytuatsiyi: poperedzhennya ta likvidatsiya, 6(1), 75-84.
2. DBN V.1.1-7-2016 «Pozhezhna bezpeka ob'yektiv budivnytstva. Zahalni vymohy».
3. DSTU B V.1.1-4-98*. Zakhyst vid pozhezhi. Budivel'ni konstruktsiyi. Metody vyprobuvan' na vohnestiykist'. Zahalni vymohy.
4. DSTU B V.1.1-13:2007 Zakhyst vid pozhezhi. Balky. Metod vyprobuvannya na vohnestiykist'.
5. DSTU-NB EN 1992-1-2:2012 Eurocode 2. Design of reinforced concrete structures. Part 1-2. Terms. Calculation of structures for fire resistance (EN 1992-1-2:2004, IDT).

Oleksandr Nuianzin, PhD in technical sciences, docent (ORCID ID: 0000-0003-2527-6073),

Petro Zayika, PhD in technical sciences, docent (ORCID ID: 0000-0002-6949-4710),

Roman Chernysh, PhD in technical sciences (ORCID ID: 0000-0002-6245-0707),

Serhii Vedula (ORCID ID: 0000-0001-6191-8737),

Cherkasy Institute of Fire Safety named after Chornobyl Heroes of NUCD of Ukraine

EVALUATION OF THE FIRE RESISTANCE LIMIT OF THE REINFORCED CONCRETE BEAM ACCORDING TO THE RESULTS OF FIRE TESTS WITHOUT MECHANICAL LOAD

This work reveals the method of evaluation of the fire resistance limit of the reinforced concrete beam according to the results of fire tests without mechanical load and considering it at the stage of calculation.

The algorithm for evaluation of the fire resistance limit of the reinforced concrete beam according to the results of fire tests without mechanical load, which forms the basis of the general method, has been developed and described. It consists of the interpolation of temperature distributions and further calculation of the limit of fire resistance with the combined effect of temperature and force loads on a real size beam. The scheme and type of reinforcement are taken into account, as well as the characteristics of changes in the strength of materials during heating.

The method of interpretation of the temperature indicators of the heating of a reinforced concrete beam has been developed and substantiated, heating of the beam fragments was carried out in a small-sized furnace according to the standard fire temperature regime, which made it possible to practically estimate the limits of its fire resistance and can serve as a part of the experimental and calculation method of fire resistance assessment.

The scheme for the location of control points is described, where the temperatures that are necessary and sufficient for data interpolation will be determined. A diagram of their arrangement is presented in graphic form.

Temperature distributions in cross-sections of reinforced concrete beams are determined. Their dimensions and characteristics corresponded to the characteristics of the studied sample and the heating temperatures of its layers during the experiment data on the length of the product and the distributed load designed during the operation of the structure in the building were additionally input. Thus, by changing them, it is possible to determine the limit of fire resistance for columns of other dimensions and with a different workload. It has been demonstrated that when the working load on a reinforced concrete beam increases, its fire resistance limit decreases.

Key words: *evaluation of the fire resistance limits, calculation, reinforced concrete beam, temperature, load, method, algorithm.*