

8. Сивенков А.Б., Серков Б.Б. Огнезащитные покрытия на основе модифицированных полисахаридов. Часть 3. Характеристики тепловыделения при пламенном горении и теплофизические свойства. // Пожаровзрывоопасность. – М.: ВНИИПО МВД РФ, 2002. – Вып. 3.-С. 13-19.

9. Кольцов К.С., Попов Б.Г. Самовозгорание твердых веществ и материалов и его профилактика. – М.: Химия, 1978. – 160 с.

10. Самовозгорание промышленных материалов/ В.С. Веселовский, Н.Д. Алексеева, Л.П. Виноградова и др. – М.: Наука, 1964. – 242 с.

11. Франк-Каменецкий Д.А. Диффузия и теплопередача в химической кинетике. Изд. 3-е, пер. и доп.– М.: Наука, 1987. – 502 с.

12. Зельдович Я.Б., Баренблатт Г.И., Либрович В.Б., Махвиладзе Г.М. Математическая теория горения и взрыва.– М.: Наука, 1980. – 478 с.

13. Горшков В.И. Самовозгорание веществ и материалов. – М.: ВНИИПО МВД РФ, 2003. – 446 с.

14. Соколенко К.І. Підвищення ефективності протипожежного захисту об'єктів із застосуванням вогнезахисної деревини: Автореф. дис. на здобуття наукового ступеня канд. техн. наук: УКРНДІПБ МНС УКРАЇНИ. – Київ, 2005. – 22 с.

15. Цапко Ю.В., Соколенко К.І., Гудович О.Д. Моделювання процесу утворення шару модифікованого коксу на поверхні вогнезахисної деревини // Науковий вісник УкрНДІПБ. – 2005. – №2 (12). – С. 5-11.

УДК 621.039

В.Л.Сидоренко (Інститут державного управління у сфері цивільного захисту УЦЗ України)

С.І.Азаров, д.т.н., с.н.с. (Інститут ядерних досліджень НАН України)

ОЦІНКА ВОГНЕСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ЦЕНТРАЛЬНОГО ЗАЛУ ДОСЛІДНИЦЬКОГО ЯДЕРНОГО РЕАКТОРА ВВР-М

Представлено результати розрахунку несучої здатності бетонної балки із зовнішнім листовим армуванням, як кріпильної конструкції даху центрального залу реактора ВВР-М, при термосилових впливах в умовах пожежі. Надана методика визначення межі вогнестійкості навантаженої сталобетонної балки, захищеної з обох боків

Київський дослідницький ядерний реактор (ДЯР) ВВР-М Інституту ядерних досліджень НАН України експлуатується з 1960 року. Досвід експлуатації цього реактора підтвердив надійність і безпечність обраного типу реактора і прийнятих технічних рішень при його конструюванні та спорудженні. Однак, проектувалась споруда реактора по застарілій нормативно-технічній документації колишнього СРСР, причому тривалий термін експлуатації будівельних конструкцій ДЯР привів до необхідності уточнення та наукового обґрунтування граничних станів споруди у нормальних та аварійних ситуаціях.

Центральний зал ДЯР ВВР-М – це одноповерхове приміщення розміром 25×28×16 м, що має металеві колони, ферми і балки. Стіни реакторного залу зведені з червоної цегли марки 75-100, розчин – марки 25, товщина стіни – 510 мм. Дах залу – залізобетонний збірний з двопорожнинного великопанельного настилу, що опирається на цегляні стіни і залізобетонні збірні балки, які представляють основну кріпильну здатність покрівлі [1]. У зв'язку з цим можна обумовити актуальність проблеми визначення теплосилових впливів на

сталебетонні балки та меж вогнестійкості бетонних та залізобетонних конструкцій в умовах пожежі з метою оцінки їхньої несучої здатності.

Проблемам теплосилових впливів на сталебетонні балки в умовах пожежі та визначення границь вогнестійкості бетонних та залізобетонних конструкцій в останній час приділяється багато уваги, оскільки сучасні методики розрахунку будівельних конструкцій враховують вищезазначені проблеми з метою забезпечення безпеки життєдіяльності людей в умовах пожеж та аварій в будівлях.

Для оцінки межі вогнестійкості бетонних балок із зовнішнім листовим армуванням повинні бути виконані розрахунки за трьома ознаками граничних станів: втраті несучої здатності, цілісності конструкції і теплоізолювальної здатності. Для цього використовують методи граничної рівноваги, прогріву і механіки тріщин [2-4]. Знаючи теплофізичні, деформаційні і габаритні параметри балки та величини температурного імпульсу, можемо визначити прогин, згинальний момент та характеристики міцності балки при пожежі.

Незважаючи на те, що розрахунку межі вогнестійкості навантажених балок різних конструкцій (монолітні, шаруваті, шарувато-рознесені і т.д.) з металів і комбінованих матеріалів присвячено досить багато робіт [2-4], питання несучої здатності бетонних балок із зовнішнім листовим армуванням при об'єднаному температурному і силовому впливі в умовах пожежі вивчене мало.

Мета даної роботи – оцінити несучу здатність сталебетонної балки, закріпленої з обох сторін, в умовах пожежі.

Розглянемо сталебетонну статично визначену балку, що перебуває під дією рівномірно розподіленого навантаження і температури, що змінюється уздовж осі y за законом стандартної пожежі T_f [2] (рис. 1).

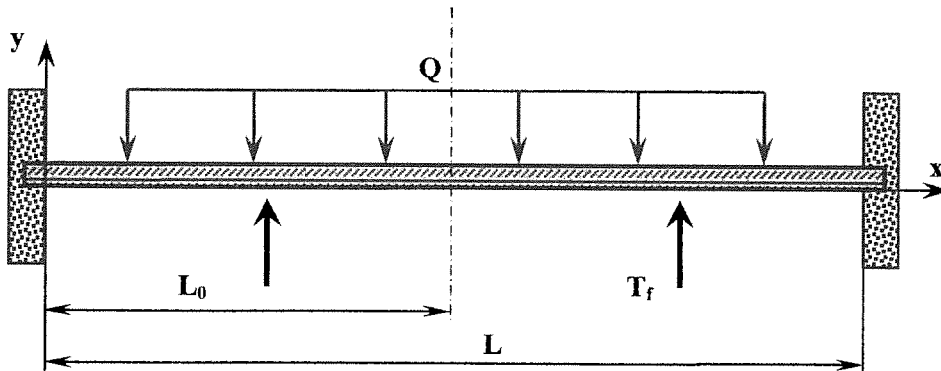


Рис. 1. Схема механічного та температурного впливів на сталебетонну балку

Поперечний переріз сталебетонної балки наведений на рис. 2.

Для рішення задачі, що стосується прикладення температурно-інерційної сили, складемо систему диференціальних рівнянь руху балки, у праву частину якої введемо функцію поширення температури, що залежить від координат і часу.

Рівняння руху балки с розподіленою масою і нескінченним числом ступенів свободи буде мати вигляд:

$$v_T \frac{\partial(y_d + y_s)}{\partial t^2} + EJ \frac{\partial^4(y_d + y_s)}{\partial x^4} + Ea \frac{\partial^2 M_T}{\partial x^2} = 0, \quad (1)$$

тут
$$y_d = \frac{aT_0 L}{\tau \omega} \sin(\omega t), \quad (2)$$

де v_T – коефіцієнт Пуассона матеріалу балки;

y_d – динамічне переміщення маси балки внаслідок сил інерції;

y_s – прогин балки від статично-прикладеної температури;
 EJ – жорсткість балки;
 E – модуль пружності;
 J – момент інерції;
 t – час;
 a – коефіцієнт лінійного розширення матеріалу балки;
 M_T – згинальний момент від температури;
 T_0 – температура навколишнього середовища;
 L – довжина прольоту балки;
 ω – частота власних коливань балки.

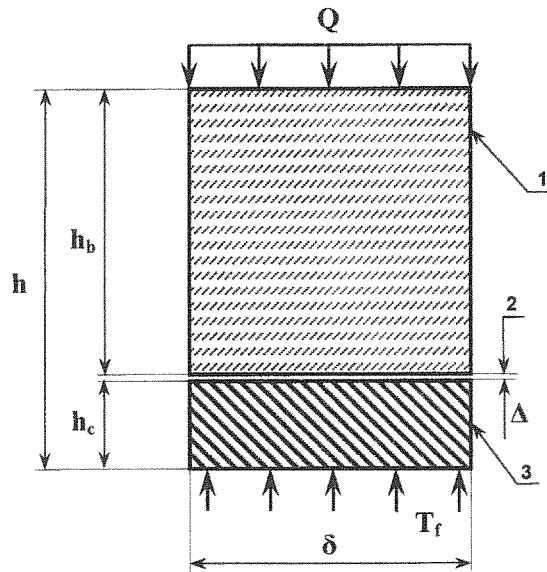


Рис. 2. Поперечний переріз сталобетонної балки:
 1 – бетон, 2 – повітряний прошарок, 3 – сталевий лист

Динамічні переміщення маси балки обчислюють в інтервалі часу від $t = 0$ до $t = \tau$. При τ більше половини періоду власних коливань y_d буде виникати динамічне переміщення балки в процесі наростання температури. При зменшенні часу наростання температури τ пожежі динамічний ефект у вигляді зміни переміщень буде збільшуватися. На рис. 3 показано розраховану зміну переміщення балки для $\tau = 0$, $\tau = 0,25t_0$ та $\tau = t_0$, де t_0 – період, що характеризує власні коливання балки.

У випадку, якщо $t \rightarrow 0$, тоді $\sin(\omega t | 2/0,5 \omega t |)$ прямує до одиниці (2) і найбільше динамічне переміщення матиме вигляд:

$$y_d^{max} = 2aT_0L \left[1 + \frac{\sin(\omega t/2)}{\omega t/2} \right] = 2aT_0L. \quad (3)$$

З рис. 3 видно, що при $\tau = 0$ динамічний ефект балки має максимальне значення.

Розглядаючи рівняння руху балки, викликане впливом статично прикладеної температури, можна записати:

$$\frac{\partial^4 y_s}{\partial x^4} = -Ea \frac{\partial^2 M_T}{\partial x^2}. \quad (4)$$

Тоді одержимо рівняння:

$$EJ \frac{\partial y_d}{\partial x^4} + v \frac{\partial^2 y_d}{\partial t^2} = v \frac{\partial y_s}{\partial t^2}. \quad (5)$$

Функції розподілу температури по товщині сталі можуть бути різними. Наприклад, якщо температура поверхні балки міняється за гармонійним законом, то температура усередині балки буде дорівнювати:

$$T(x) = T_0 \exp\left(-L \sqrt{\frac{\omega}{2\alpha_T}}\right) \cos\left[\omega t - \varepsilon - L_0 \left(\frac{\omega}{2\alpha_T}\right)^2\right], \quad (6)$$

тут: $\alpha_T = \lambda_T / (\rho_T c_T), \quad (7)$

де L_0 – відрізок балки, на якому розраховується прогин та згинальний момент, $L_0 = L / 2$;

λ_T – коефіцієнт теплопровідності;

ρ_T – густина матеріалу бетону і металу;

c_T – питома теплоємність матеріалу балки;

ε – внутрішня деформація балки внаслідок впливу температури.

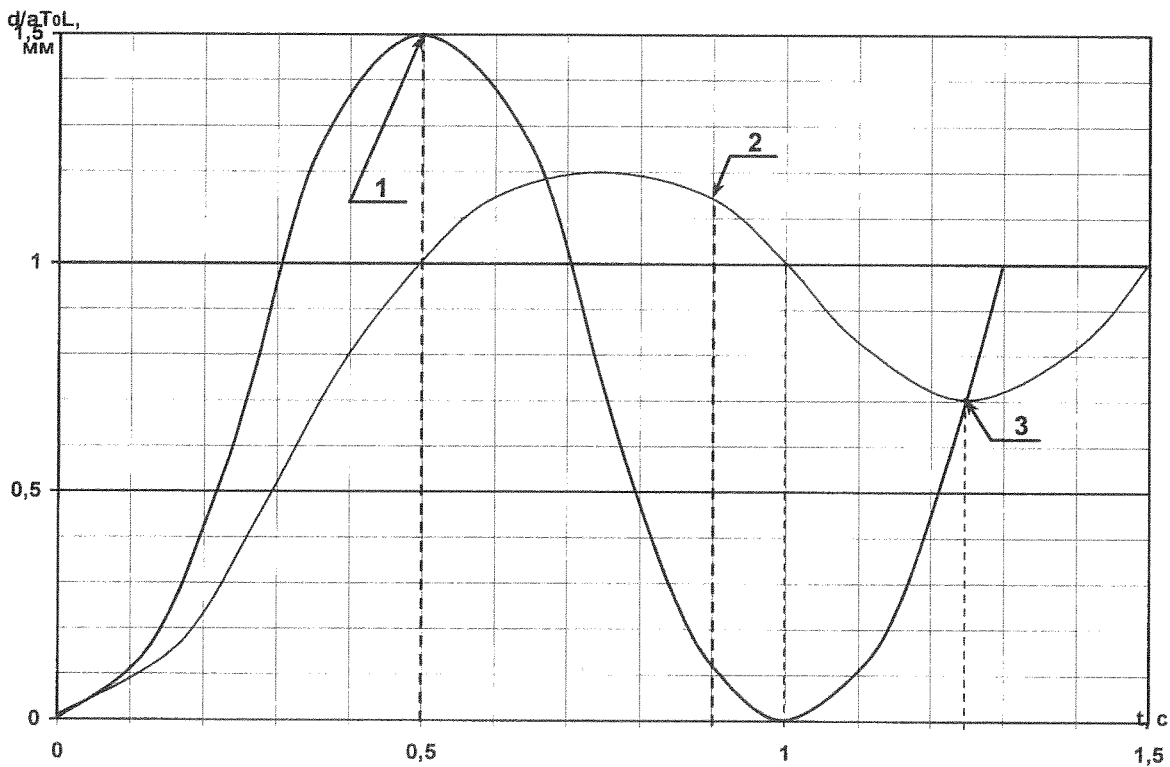


Рис. 3. Динамічний ефект балки: 1 – ($\tau = 0$); 2 – ($\tau = 0,25t_0$), 3 – ($\tau = t_0$)

Розподіл температури у балці можна описати формулою:

$$T(x) = \frac{Q}{2\sqrt{\pi\alpha_T t}} \left[1 - \exp\left(-\frac{L_0^2}{\alpha_T t}\right) \right] \exp(L-x)\alpha_T t, \quad (8)$$

де x – глибина нагрітого шару балки;

Q – навантаження на балку.

Згинальний момент може бути визначений за формулою:

$$M_T = \int_{-h/2}^{h/2} E a T(x) dx = \frac{E J Q a}{2\lambda_T} \left[1 - \frac{96}{\pi^4} \sum_{n=1,3,5}^N \left\{ \frac{\exp\left(-\pi^2 n^2 \frac{\alpha_T t}{h^2}\right)}{n^4} \right\} \right] \quad (9)$$

де C_T – питома теплоємність матеріалу балки.

Узагальнені інтегральні модулі деформації стисненої та розтягнутої зон перетину балки при $T \geq 473$ К мають такий вигляд [5]:

$$\begin{cases} E_b = 3 \sum_{Z=1}^Z A_Z (\varepsilon'_b)^{(Z-1)/(Z+2)} \\ E_t = 3 \sum_{Z=1}^Z A_{tZ} (\varepsilon'_c)^{(Z-1)/(Z+2)} \end{cases} \quad (10)$$

де A_Z, A_{tZ} – коефіцієнти, що визначаються з умов мінімуму квадратичних відхилень, експериментально отриманих значень деформацій;

ε_b – коефіцієнт деформації бетону;

ε_c – коефіцієнт деформації сталі.

У випадку одиночного вигину балки ширина розтягнутої (h_1) і стисненої (h_2) зон будуть визначатися умовами:

$$\int_{-h_c}^{h_b} \sigma_b dy + \int_{L_1}^{L_2} \sigma_c dy = 0, \quad (11)$$

де σ_b – деформація стиску балки;

σ_c – деформація сталі.

Враховуючи, що за відсутності тріщин у перетині сталобетонної балки з умови (11) одержимо таке рівняння відносно невідомих відстаней h_{cp} :

$$\bar{h}_{cp} = \frac{\left[\varepsilon_b \int_0^{h_{cp}} \beta_b(T_h) y dy - \beta_c(T_0) \frac{h_c^2}{2} \right]}{\left[\varepsilon_b \beta_b(T_h) h_b + \beta_c(T_0) h_c \right]}, \quad (12)$$

де T_h – температура на верхній частині балки, що не піддається вогневому впливу.

Умови відсутності руйнування бетону відносно деформації стиску:

$$\frac{E_b(T_h) QL^2 + 24M_T}{1 - \nu_b^2} \beta_b(T) h_b < R_b(T) \gamma_b(T), \quad (13)$$

де $\beta_b(T), \gamma_b(T)$ – проектні характеристики бетону, залежно від температури, наведені у роботі [7];

$R_b(T)$ – критичне напруження на стиск бетону;

D – коефіцієнт жорсткості балки.

Умови відсутності руйнування сталевго листа (пластична деформація і втрата несучої здатності) і збереження міцнісних властивостей:

$$\sigma_c(T) = \frac{E_c(T_h) QL^2 + 24M_T}{1 - \nu_c^2} \beta_c(T_h) h_c \leq \sigma_T(T) = \sigma_T(T_h) \gamma_c(T) \quad (14)$$

Параметри $\beta_c, \gamma_c, \sigma_T$ наведені у роботі [7].

Рішення диференціального рівняння (5) для захищеної по обидва боки балки:

$$y_s = \frac{Q}{24D} x^2 (x - L_0)^2 + \frac{M_T}{2D} x (x - L_0). \quad (15)$$

Найбільша кривизна прогину буде досягатися на середині балки при $x = L_0$:

$$P = \max y_s'' = \frac{QL^2}{24D} - \frac{M_T}{D}. \quad (16)$$

Результати розрахунків за вище отриманими формулами наведені на рис. 4, 5.

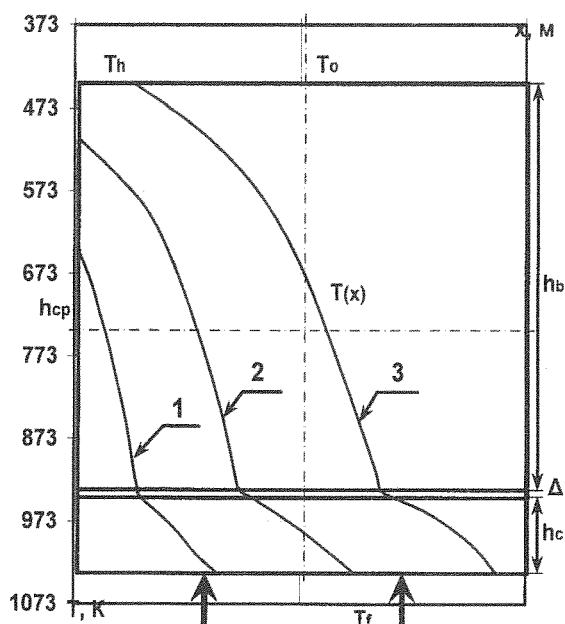


Рис. 4. Розподіл температур у перерізі сталобетонної балки у різні моменти часу: 1 – ($t = 10$ с); 2 – ($t = 100$ с); 3 – ($t = 1000$ с)

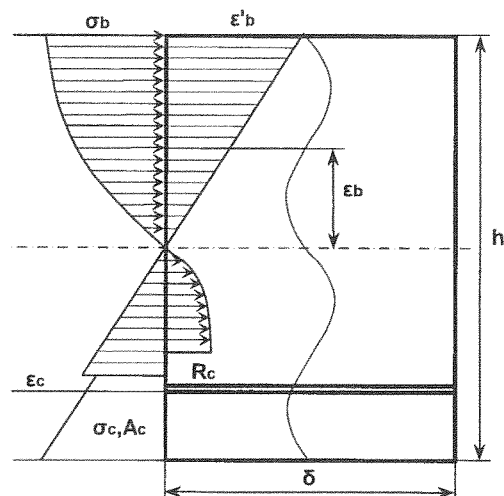


Рис. 5. Напруги і деформація в перерізі сталобетонної балки

При розрахунках залежності міцнісних характеристик бетону і сталі від температури, бралися з роботи [6]. Бетон був представлений трифазовим середовищем: твердий несучий матеріал (кістяк), сукупність рідких включень у порах і газ у порах. Коефіцієнти Пуассона і теплового розширення α_b важкого бетону у діапазоні температур $293 \div 973$ К вважалися постійними і рівними $\nu_b = 0,2$, $\alpha_b = 1 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. При температурі понад 973 К коефіцієнт α_b збільшувався до $1,5 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$.

Для сталі $\nu_c = 0,3$, $\alpha_c = 1,3 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. Числові значення міцнісних характеристик бетону і сталі при кімнатній температурі приймалися згідно з [7]. Числовий розрахунок вогнестійкості сталобетонної балки, захищеної по обидва боки, проводилися з розмірами $h_b = 0,1$ м, $h_c = 0,02$ м, $\sigma = 0,08$ м, $L = 0,5$ м, товщина повітряного зазору між сталлю і бетоном $\Delta = 0,001$ м. Навантаження Q змінювалося в діапазоні від 50 т/м^2 до 100 т/м^2 .

Час втрати несучої спроможності балки t_0 (с) розраховували за формулою [1]:

$$\text{erf}\left(\frac{\Delta x}{2\sqrt{at_0}}\right) = \frac{T_n - T_{\text{крп}}}{T_n - T_0}, \quad (17)$$

де $\text{erf}\left(\frac{\Delta x}{2\sqrt{at_0}}\right)$ – табульована функція інтегралу помилок;

T_n – температура поверхні перекриття з боку осередку пожежі, яку будемо вважати постійною впродовж часу $t < t_n$ та рівною $T_{n \text{ max}}$, К;

t_n – тривалість пожежі (до моменту локалізації);

T_0 – початкова температура перекриття ($T_0 = 300$ К);

$T_{\text{крп}}$ – критична температура для розтягнутих елементів конструкцій перекриття ($T_{\text{крп}} = 700$ К);

a – температуропровідність бетону при 700 К ($a = 2,83 \times 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}$);

Δx – товщина захисного шару бетону, м.

Значення $T_{n \text{ max}}$ при об'ємній пожежі досягається при $t = t_n$ та оцінюється за формулою [1]:

$$T_{n \max} = 915 e^{5 \cdot 10^3 (q_k - 30)}. \quad (18)$$

Отримане з теплового розрахунку значення t_0 збільшують для статично невизначених конструкцій (монолітних перекриттів) в 1,5 рази, якщо на опорах немає підсилення несучих конструкцій, або в 2,5 рази при збільшенні площини армування на опорах удвічі. Оцінки показують, що вогнестійкість перекриттів реакторного залу може досягати 3 годин, що перевищує тривалість можливих пожеж всередині цього приміщення ($t \leq 1,5$ год.). Ніякі зовнішні пожежі не можуть викликати впливу, що руйнує перекриття або стіни реакторного залу, але вони можуть бути причиною виникнення осередків пожежі в цьому залі через проникнення вогню по кабельних каналах, через відкриті або тонкі металеві двері, інші прорізи в біологічному захисті.

Розрахунки, отримані за цією методикою, добре узгоджуються з результатами методики роботи [8]. Похибка розрахунків по всьому діапазону вихідних даних не перевищує 25 %.

Висновки. Запропонована методика розрахунку межі вогнестійкості навантаженої сталобетонної балки, захищеної по обидва боки. Методика дозволяє розглядати температурні поля в перетині балки з врахуванням внутрішньої рухливої границі паротворення і досліджувати напружено-деформований стан балки з врахуванням двовісного напруженого стану бетону. Отже, можна визначити орієнтований час вогнестійкості та збереження несучої здатності залізобетонних конструкцій даху реакторного залу в умовах пожежі.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ:

1. *Аналіз пожежної небезпеки дослідницького ядерного реактора ВВР-М. С.І. Азаров, О.В. Бабич, Л.Н. Віленська, О.І. Малько // Зб. наук. праць Інституту ядерних досліджень НАН України. – Київ, 2001. № 1 (3). – С. 127-137.*
2. *Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. – М.: Госстройиздат, 1949. – 278 с.*
3. *Руководство по расчету статических неопределимых железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1975. – 121 с.*
4. *Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций (МСД21–2.000). – М.: НИИЖБ, 2000. – 92 с.*
5. *Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 40 с.*
6. *Огнестойкость бетонных и железобетонных конструкций // Чехладзе Э.Л. и др. – ХарГАЖТ, Харьков, 2000. – Вып. 40. – 97 с.*
7. *СНиП 2.0304-84 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. – М.: 1985. – 53 с.*
8. *Веровичева М.А. Исследование процесса разрушения бетонных и сталобетонных конструкций при интенсивных температурных процессах // Диссертация на соискание научной степени кандидата технических наук. – Х.; 1998. – 138 с.*