

Экспериментальные исследования и компьютерное моделирование железобетонной балки при пожаре

Н. Г. Сурьянинов*, Ю. А. Отрош, А. С. Шиляев

Одесская государственная академия строительства и архитектуры,

Ул. Дидрихсона, 4, 65029, г. Одесса, Украина

*Corresponding author. E-mail: sng@ogasa.org.ua

Paper received 08.12.18; Accepted for publication 15.12.18.

<https://doi.org/10.31174/SEND-NT2018-186VI22-20>

Аннотация. Исследована несущая способность балки при температуре пожара. Объектом испытаний являлась железобетонная балка прямоугольного сечения, применяемая при строительстве комплекса зданий и сооружений с встроенно-пристроенными помещениями. Методика проведения испытаний соответствовала положениям национального стандарта Украины, разработанного для испытаний балок на огнестойкость. Стандарт соответствует европейским нормам. Испытаны два образца балки. Для определения температуры образцов использованы термопары, установленные в контрольных точках. При проведении всех экспериментов изменения температуры фиксировались в контрольных точках каждую минуту. С целью оценки качества эксперимента и достоверности полученного распределения температур выполнено компьютерное моделирование нагрева балки в программном комплексе ANSYS R17.1. Установлено, что предел огнестойкости балки составил не менее 62 минут. Класс огнестойкости — R60. Сравнение результатов экспериментальных исследований и численного анализа в программе ANSYS показало, что для первых 10 минут довольно существенно отличаются во всех контрольных точках, однако в дальнейшем это отличие стабилизируется, и вплоть до окончания эксперимента не превышает 10,0%. Полученные результаты подтверждают, что методика проведенных экспериментальных исследований и компьютерного моделирования с последующим численным анализом может быть рекомендована для практического применения.

Ключевые слова: железобетонная балка, несущая способность, пожар, температура, эксперимент, термопара, численный анализ, ANSYS.

Введение. Железобетонные конструкции, вследствие их негорючести и небольшой теплопроводности, хорошо сопротивляются воздействию высоких температур при пожарах. Однако известно [1–3], что всегда существует определенный предел огнестойкости конструкции.

Этот предел зависит от размеров поперечного сечения, толщины защитного слоя, вида, количества и диаметра арматуры, класса бетона и вида заполнителя, нагрузки на конструкцию, схемы ее опирания и ряда других факторов [4].

Аналитические методы определения предела огнестойкости отсутствуют. Приходится прибегать к результатам экспериментальных исследований. Однако эти результаты, как правило, сильно меняются при повторении эксперимента, поскольку зависят от множества факторов. Поэтому нужен какой-либо иной подход, позволяющий оценить данные эксперимента. Наиболее перспективным путем является, на наш взгляд, компьютерное моделирование конструкции при пожаре, которое можно выполнить в ряде современных конечно-элементных программ.

Целью данной работы являются экспериментальные исследования огнестойкости железобетонной балки и компьютерное моделирование процесса с последующим сравнением результатов в контрольных точках.

Материалы и методы. Для проведения испытаний балок на огнестойкость в Украине разработан национальный стандарт ДСТУ Б В.1.1-13:2007 [5]. Определение предела огнестойкости балок осуществляется по ДСТУ Б 1.1-4-98 * [6].

Метод заключается в нагреве в стандартном температурном режиме образцов балок, которые устанавливаются на стены огневой печи, и определении промежутка времени от начала испытания до наступления нормированного предельного состояния по при-

знаку потери несущей способности (признак R). Большинство положений отечественных стандартов [5, 6] хорошо согласуется с соответствующими европейскими нормами [7 – 10].

Предел огнестойкости по признаку потери несущей способности зависит от вида и статической схемы опирания конструкции. Однопролетные свободно опертые балки при действии пожара разрушаются в результате нагревания продольной нижней рабочей арматуры до предельной критической температуры. Предел огнестойкости зависит от толщины защитного слоя нижней рабочей арматуры, класса арматуры, рабочей нагрузки и теплопроводности бетона. У балок предел огнестойкости зависит еще от ширины сечения.

При одних и тех же конструктивных параметрах предел огнестойкости балок меньше, чем плит, так как при пожаре балки обогреваются с трех сторон (со стороны нижней и двух боковых граней), а плиты — только со стороны нижней поверхности.

Статически неопределимые балки при нагревании утрачивают несущую способность в результате разрушения опорных и пролетных сечений. Сечения в пролете разрушаются в результате снижения прочности нижней продольной арматуры, а опорные сечения — вследствие потери прочности бетона в нижней сжатой зоне, нагреваемой до высоких температур. Скорость прогрета этой зоны зависит от размеров поперечного сечения, поэтому огнестойкость статически неопределимых балок зависит от ширины и высоты сечения. При больших размерах поперечного сечения предел огнестойкости статически неопределимых балок значительно выше, чем статически определимых, и в ряде случаев практически не зависит от толщины защитного слоя у продольной нижней арматуры.

Результаты исследования. Экспериментальные

исследования проводились в испытательном центре ООО «ТЕСТ» (г. Бровары).

Объект испытаний являлась железобетонная балка прямоугольного сечения 600x700 мм, применяемая при строительстве комплекса зданий и сооружений с встроенно-пристроенными помещениями.

Предельным состоянием по признаку потери несущей способности (признак R) является обрушение конструкции или возникновение предельных деформаций, которые составляют:

Предельным состоянием по признаку потери несущей способности принималось состояние, когда выполнено одно из следующих условий [5]:

- значение прогиба (D) конструкции превышало значение

$$D = L^2 / 400b \text{ мм}; \quad (1)$$

- скорость нарастания деформации превышала значение

$$dD / dt = L^2 / 9000b \text{ мм/мин}, \quad (2)$$

где L — пролет, м; b — расчетная высота сечения конструкции, мм.

Если значение прогиба не более $L/30$, то предельной деформацией является только предельное значение прогиба (D).

Для железобетонных балок, которые испытываются без нагрузки, предельное состояние по признаку потери несущей способности может быть определено по времени превышения средней температуры нижней продольной несущей арматуры от ее начального значения на 480°C .

Предел огнестойкости определялся по формуле

$$t_{fr} = t_{mes} - \Delta t, \quad (3)$$

где t_{fr} — предел огнестойкости, мин; t_{mes} — минимальное значение времени от начала испытания до достижения предельного состояния по огнестойкости, мин; Δt — погрешность испытания, мин.

Значение погрешности Δt определяется по формуле

$$\Delta t = (0,015t_{mes} + 3)(A_s - A_f) / (A_s - A_{min}), \quad (4)$$

где A_s , A_f , A_{min} — интегральные значения (пло-

щади, которые находятся под кривыми) стандартной температуры, средней температуры в печи и минимальной допустимой температуры в печи, соответственно. Если $A_f > A_s$, то $\Delta t = 0$.

Испытаниям подвергались два образца железобетонной балки прямоугольного сечения размером 600x700 мм, длиной 2000 мм каждый.

Образцы имели арматурный объемный каркас. Основная несущая арматура (нижняя продольная) — $\varnothing 25$ мм А500С (3 шт.) и $\varnothing 32$ мм А500С (3 шт.). Значение толщины защитного слоя бетона до нижней продольной арматуры составило 34 мм. Использовался бетон класса С25/30.

Кроме того, были изготовлены вспомогательные образцы (кубы, призмы, фрагменты арматурных стержней). Испытание вспомогательных образцов позволило получить данные о физико-механических характеристиках примененных материалов.

Все основные и вспомогательные образцы изготавливались из бетона одного состава. Затрата материалов на 1 м^3 смеси составила: цемента — 440 кг, песка — 660 кг, щебня — 1150 кг, воды — 153 л, химической добавки (релаксол-лидер) — 17 кг. Водоцементное отношение — В/Ц = 0,35; оседание конуса — 14...15 см.

Каждый образец устанавливался опиранием с двух сторон на отверстие печи через базальтовые плиты ROCKMIN (плотность 50 кг/м^3) с возможностью огневого воздействия на него с трех сторон (снизу и с боков).

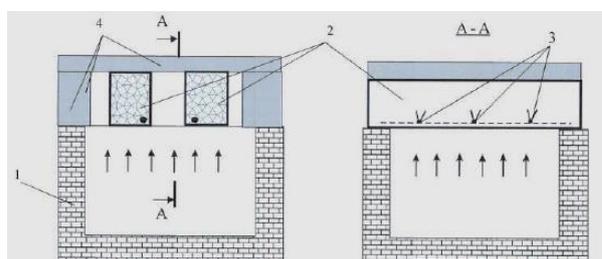


Рисунок 1. Схема испытаний

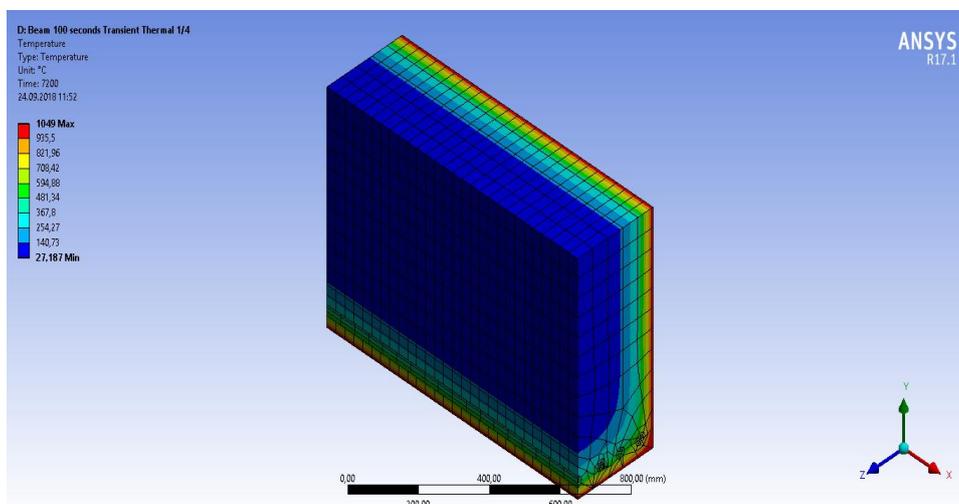


Рисунок 2. Модель в ANSYS

Для определения температуры нижней несущей продольной арматуры $\varnothing 25$ мм А500С (которая более

приближена к углам), было установлено по три термомпары (ТХА) Т1-Т3 на каждом образце балки. Для испытаний использовалась специальная испытательная печь и средства измерительной техники.

С целью оценки качества эксперимента и достоверности полученного распределения температур выполнено компьютерное моделирование балки в программном комплексе ANSYS R17.1 [11 – 14] (рис. 2).

При построении модели использовались параметры балки из первой серии проведенных испытаний (образец № 1). При проведении всех экспериментов изменения температуры фиксировались в контрольных точках каждую минуту. Однако ввиду ограниченного объема статьи в табл. 1 приведены только результаты, зафиксированные с шагом 5 минут. Для сравнения аналогичные данные извлечены из файла результатов расчета в программе ANSYS (табл. 1).

Во время проведения испытаний температура и избыточное давление в печи отвечали требованиям, регламентированным стандартом. Избыточное давление в печи на 5-й минуте составило 8 Па, а с 10 минуты — 11 Па.

Испытания продолжались 62 минуты. Потери и несущей способности образцов во время испытаний не произошло. Погрешность испытаний (Δt) по зависимости (4) во время испытаний составила 0 минут.

Таблица 1. Сравнение экспериментальных и численных результатов

Время, мин.	T1-1	ANSYS	Расхождение, %	T1-2	ANSYS	Расхождение, %
0	11	14	21,4	10	13	21,4
5	13	16	18,8	10	13	21,4
10	23	26	11,5	12	15	20,0
15	47	51	7,8	18	20	10,0
20	70	76	7,9	28	31	9,7
25	87	96	9,4	37	41	9,7
30	88	97	9,3	50	55	9,1
35	93	103	9,7	69	76	9,2
40	102	113	9,7	75	83	8,4
45	107	118	9,3	78	85	8,2
50	113	124	8,9	82	90	8,9
55	118	130	9,2	86	95	9,4
60	123	135	8,9	93	102	8,8
62	125	138	9,4	93	102	8,8

На рис. 3 показаны поля деформаций и напряжений при нагреве балки.

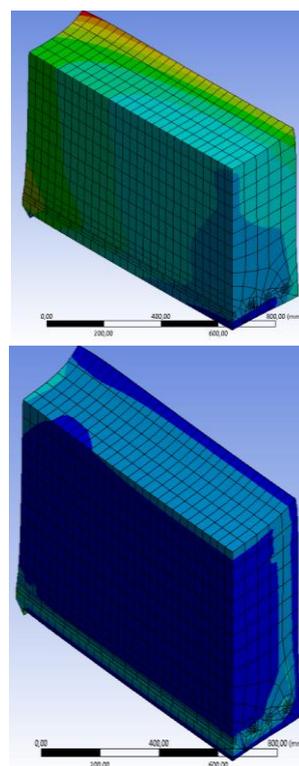


Рисунок 3. Деформации и напряжения

Выводы. Предел огнестойкости железобетонной балки прямоугольного сечения 600x700 мм, применяемой при строительстве комплекса зданий и сооружений со встроено пристроенными помещениями, составляет не менее 62 минут. Класс огнестойкости — R60.

Анализ табл. 1 показывает, результаты экспериментальных исследований и численного анализа в программе ANSYS для первых 10 минут довольно существенно отличаются во всех контрольных точках, однако в дальнейшем это отличие стабилизируется, и вплоть до окончания эксперимента не превышает 10,0%, что, по нашему мнению, можно считать совершенно приемлемым.

Интересно, что величины температур, полученных в ANSYS для точек, соответствующих расположения термомпар Т1 – Т3, во всех случаях несколько выше, чем по результатам эксперимента.

В целом полученные результаты подтверждают, что методика проведенных экспериментальных исследований и компьютерного моделирования с дальнейшим численным анализом может быть рекомендована для практического применения.

ЛИТЕРАТУРА

[1] Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. М., Ассоциация «Пожнаука», 2001. — 382 с.
 [2] Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1988. – 143 с.
 [3] Мосалков И.Л. Огнестойкость строительных конструкций / И.Л. Мосалков, Г.Ф. Плюснина, А.Ю.Фролов. – М.: Спецтехника, 2001. – 484 с.
 [4] Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 224 с.
 [5] Захист від пожежі. Балки. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-3:1999, NEQ) ДСТУ Б В.1.1-13:2007 [Чинні від 01.01.2008] Мінрегіонрозвитку та будівництва України від 22.06.2007 № 64 – 6 с. – (Національний стандарт України).
 [6] ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги / Держбуд України. – К.: Держбуд України, 2005. – 18 с.
 [7] CEN EN 1991-1-2 (2002). Eurocode, Part 1-2: Actions on structures – General actions – Actions of structures exposed to fire. CEN, Brussels, Belgium.
 [8] CEN (2004). EN 1992-1-2 (2004) Eurocode 2 Part 1-2: Design of concrete structures – General rules – Structural fire

design. CEN, Brussels, Belgium.

- [9] CEN (2002) EN 13501–1. Fire classification of construction products and building elements – Part 1: Classification using test data from reaction to fire tests. CEN, Brussels, Belgium.
- [10] EN 1365-3:1999 Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 3 Beams. CEN, Brussels, Belgium.
- [11] Дашченко А.Ф. ANSYS в задачах инженерной механики / А.Ф. Дашченко, Д.В. Лазарева, Н.Г. Сурьянинов / Изд. 2-е, перераб. и доп. Под ред. Н. Г. Сурьянинова. — Одесса.

— Пальмира, 2011. — 505 с.

- [12] Федорова Н.Н. Основы работы в ANSYS 17 / Н.Н. Федорова, С.А. Вальгер, М.Н. Данилов, Ю.В. Захарова — М.: ДМК Пресс, 2017. — 210 с.
- [13] A.F. Milovanov. Fire resistance of concrete structures. Moscow: Stroyizdat, 1998.
- [14] V.A. Bruyako. Engineering analysis in ANSYS Workbench: Samara, 2010.

REFERENCES

- [1] Roitman V.M. Engineering solutions for assessing the fire resistance of designed and reconstructed buildings. М., Association "Pozhnauka", 2001. - 382 p.
- [2] A.Yakovlev. Calculation of fire resistance of building structures. - М.: stroiizdat, 1988. - 143 p.
- [3] Mosalkov I.L. Fire resistance of building structures / I.L. Mosalkov, G.F. Plyusnina, A.Yu.Frolov. - М.: Special equipment, 2001. - 484 p.
- [4] Milovanov A.F. Fire resistance of reinforced concrete structures. - М.: stroiizdat, 1986. - 224 p.
- [5] Fire protection. Beams Test method for fire resistance (EN 1365-3: 1999, NEQ) DSTU B V.1.1-13: 2007 [effective as of 01.01.2008] Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine dated June 22, 2007 No. 64 - 6 p. - (National Standard of Ukraine).
- [6] DSTU B V.1.1-4-98 *. Fire protection. Building constructions. Test methods for fire resistance. General requirements / State Building Committee of Ukraine. - К.: Gosudarbud Ukraine, 2005. - 18 p.
- [7] CEN EN 1991–1–2 (2002). Eurocode, Part 1–2: Actions on structures – General actions – Actions of structures exposed to fire. CEN, Brussels, Belgium.
- [8] CEN (2004). EN 1992–1–2 (2004) Eurocode 2 Part 1–2: Design of concrete structures – General rules – Structural fire design. CEN, Brussels, Belgium.
- [9] CEN (2002) EN 13501–1. Fire classification of construction products and building elements – Part 1: Classification using test data from reaction to fire tests. CEN, Brussels, Belgium.
- [10] EN 1365-3:1999 Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 3 Beams. CEN, Brussels, Belgium.
- [11] Dashchenko A.F. ANSYS in problems of engineering mechanics / A.F. Dashchenko, D.V. Lazarev, N.G. Suryaninov / Ed. 2nd, Pererab. and add. Ed. N. G. Surianinova. - Odessa. - Palmyra, 2011. - 505 p.
- [12] Fedorov N.N. Basics of work in ANSYS 17 / N.N. Fedorov, S.A. Valger, M.N. Danilov, Yu.V. Zakharova - М.: ДМК Пресс, 2017. - 210 p.
- [13] A.F. Milovanov. Fire resistance of concrete structures. Moscow: Stroyizdat, 1998.
- [14] V.A. Bruyako. Engineering analysis in ANSYS Workbench: Samara, 2010.

Experimental studies and computer modeling of reinforced concrete beams in case of fire

N. G. Surianinov, Yu. A. Otrosh, A. S. Shilyaev

Abstract. The bearing capacity of the beam at the temperature of fire was investigated. The object of the test was a reinforced concrete beam of rectangular section, used in the construction of a complex of buildings and structures with built-in and attached premises. The test procedure complied with the provisions of the national standard of Ukraine, developed for testing beams for fire resistance. The standard meets European standards. Tested two sample beams. Thermocouples installed at test points were used to determine the sample temperature. In all experiments, temperature changes were recorded at control points every minute. In order to assess the quality of the experiment and the reliability of the temperature distribution obtained, computer simulation of beam heating was performed in the ANSYS R17.1 software package. It was established that the fire resistance limit of the beam was at least 62 minutes. Fire resistance class - R60. Comparison of the results of experimental studies and numerical analysis in the ANSYS program showed that for the first 10 minutes they are quite significantly different at all control points, but later this difference stabilizes and does not exceed 10.0% until the end of the experiment. The obtained results confirm that the methodology of the conducted experimental studies and computer simulation with subsequent numerical analysis can be recommended for practical use.

Keywords: reinforced concrete beam, bearing capacity, fire, temperature, experiment, thermocouple, numerical analysis, ANSYS.