

Главный редактор:
Колчунов В.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.*
(Россия)

Заместители главного редактора:
Гордон В.А., *советник РААСН, д-р техн. наук,*
проф. (Россия)

Коробко В.И., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*
Савин С.Ю., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*
Финадеева Е.А., *канд. техн. наук, доц. (Россия)*

Редакция:
Акимов П.А., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.*
(Россия)

Бакаева Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук,*
проф. (Россия)

Бок Т., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Булгаков А.Г., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Ерофеев В.Т., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.*
(Россия)

Есаулов Г.В., *акад. РААСН, д-р арх., проф. (Россия)*

Карпенко Н.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.*
(Россия)

Колесникова Т.Н., *д-р арх., проф. (Россия)*

Колчунов В.И., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Коробко А.В., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Король Е.А., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,*
проф. (Россия)

Кривошапко С.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Кудряшов Н.Н., *канд. арх., проф. (Россия)*

Лефай З., *д-р техн. наук, проф. (Франция)*

Мелькумов В.Н., *д-р техн. наук, проф. (Россия)*

Орлович Р.Б., *д-р техн. наук, проф. (Польша)*

Птичникова Г.А., *д-р арх., проф. (Россия)*

Реболж Д., *д-р техн. наук, проф. (Словения)*

Римшин В.И., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,*
проф. (Россия)

Тамразян А.Г., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,*
проф. (Россия)

Травуш В.И., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.*
(Россия)

Трещев А.А., *чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук,*
проф. (Россия)

Тур В.В., *д-р техн. наук, проф. (Белоруссия)*

Федоров В.С., *акад. РААСН, д-р техн. наук, проф.*
(Россия)

Федорова Н.В., *советник РААСН, д-р техн. наук,*
проф. (Россия)

Шах Р., *д-р техн. наук, проф. (Германия)*

Исполнительный редактор:

Амелина М.А., (Россия)

Адрес редакции:

302030, Орловская обл., г. Орёл,

ул. Московская, д. 77.

Тел.: +79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>

E-mail: str_and_rek@mail.ru

Зарегистрировано в Федеральной службе
по надзору в сфере связи, информационных
технологий и массовых коммуникаций.
Свидетельство: ПИ №ФС 77-67169
от 16 сентября 2016 г.

Подписной индекс 86294
по объединенному каталогу «Пресса России»
на сайтах www.ppressa-ru и www.akc.ru

© ОГУ имени И.С. Тургенева, 2024

Содержание

Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции

- Кривошапко С.Н.** Торсовые поверхности на прямоугольном плане с двумя плоскими кривыми на противоположных торцах..... 3
- Люблинский В.А., Стручков В.С.** Экспериментальные исследования прочности и деформативности сварных соединений панельных зданий в условиях действия сдвига и кручения 16
- Сунь Г., Миронова Л.И., Лю Ч.** Изгибная жесткость болтовых фланцевых соединений балки с колонной..... 26
- Тамразян А.Г., Баряк Д.С.** Сцепление коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при огневом воздействии..... 40
- Чепизубов И.Г., Сафонов А.А., Моисеенко Г.А.** Совместная работа резьбовых механических соединений арматуры с бетоном..... 48

Безопасность зданий и сооружений

- Соловьев С.А., Шевцов Л.С., Соловьева А.А.** Вероятностный анализ надежности армированных балок из древесно-цементного композита..... 60
- Тур А.В.** Дифференциация мер надёжности при проверках живучести конструктивных систем в особых расчётных ситуациях..... 72

Архитектура и градостроительство

- Енин А.Е, Перова Н.В.** Архитектурное наследие государственных конных заводов России Беловодской группы XVIII - начала XX вв..... 91

Строительные материалы и технологии

- Логинова С.А., Разговоров П.Б., Гоглев И.Н.** Поведение экспериментальных преобразователей коррозии металлов при пониженных температурах..... 104
- Ткач Е.В., Филимонова Ю.С., Шусев Г.А., Шеин А.Л.** Улучшение гидрофизических показателей модифицированного тяжелого бетона, работающего в суровых условиях эксплуатации..... 112

Editor-in-Chief
Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)

Editor-in-Chief Assistants:
Gordon V.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Korobko V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Savin S.Yu., candidate sc. tech., docent
(Russia)
Finadeeva E.A., candidate sc. tech., docent
(Russia)

Editorial Board
Akimov P.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Bakaeva N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Bock T., doc. sc. tech., prof. (Germany)
Bulgakov A.G., doc. sc. tech., prof. (Germany)
Erofeev V.T., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Esaulov G.V., doc. arc., prof. (Russia)
Karpunenko N.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Kolesnikova T.N., doc. arc., prof. (Russia)
Kolchunov V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Korobko A.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Korol E.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Krivoshapko S.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Kudryashov N.N., candidate arc., prof.
(Russia)
Lafhaj Z., doc. sc. tech., prof. (France)
Melkumov V.N., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Orlovic R.B., doc. sc. tech., prof. (Poland)
Ptichnikova G.A., doc. arc., prof. (Russia)
Rebolj D., doc. sc. tech., prof. (Slovenia)
Rimshin V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Tamrazyan A.G., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Travush V.I., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Treschev A.A., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Tur V.V., doc. sc. tech., prof. (Belorussia)
Fedorov V.S., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Fedorova N.V., doc. sc. tech., prof. (Russia)
Schach R., doc. sc. tech., prof. (Germany)
Iakovenko I.A., doc. sc. tech., prof. (Ukraine)

Managing Editor:
Amelina M.A., (Russia)

The edition address:
302030, Oryol region., Oryol,
Moskovskaya Street, 77
+79065704999
<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Journal is registered in Russian federal service for
monitoring communications, information
technology and mass communications
The certificate of registration:
ПН №ФЦ 77-67169 from 16.09.2016 г.

Index on the catalogue of the «Pressa Rossii»
86294 on the websites www.pressa-ru and
www.akc.ru

© Orel State University, 2024

Contents

Theory of engineering structures. Building units

Krivoshapko S.N. Torse surfaces on a rectangular plan with two plane curves on the opposite ends.....	3
Lyublinskiy V.A., Struchkov V.S. Experimental study of strength and deformability welded joints panel buildings under conditions of shear and torsion.....	16
Sun G., Mironova L.I., Liu C. Bending rigidity of bolt end-plate connections of joint beam to column.....	26
Tamrazyan A.G., Baryak D.S. Bonding of corrosion-damaged reinforced concrete elements in case of fire impact.....	40
Chepizubov I.G., Safonov A.A., Moiseenko G.A. Joint operation of threaded mechanical connections of reinforcement with concrete.....	48

Building and structure safety

Solovev S.A., Shevcov L.S., Soloveva A.A. Probabilistic reliability analysis of reinforced wood-cement composite beams	60
Tur A.V. Differentiation of the target reliability measurements for structural systems robustness checking in accidental design situations.....	72

Architecture and urban planning

Enin A.E., Perova N.V. Architectural heritage of the state stud farms of Russia of the Belovodsk group of the XVIII – early XX centuries.....	91
--	----

Construction materials and technologies

Loginova S.A., Razgovorov P.B., Goglev I.N. Behavior of experimental metal corrosion converters at low temperatures.....	104
Tkach E.V., Filimonova Yu.S., Shusev G.A., Shein A.L. Improvement of hydrophysical properties of modified heavy-duty concrete working in severe operating conditions.....	112

С.Н. КРИВОШАПКО¹

¹ФГАОУ ВО «Российский университет дружбы народов», г. Москва

ТОРСОВЫЕ ПОВЕРХНОСТИ НА ПРЯМОУГОЛЬНОМ ПЛАНЕ С ДВУМЯ ПЛОСКИМИ КРИВЫМИ НА ПРОТИВОПОЛОЖНЫХ ТОРЦАХ

Аннотация. Исследования геометрических проблем торсовых поверхностей с ребром возврата, начало которым положил Г. Монж, не прекращаются до настоящего времени. Намного меньше работ посвящено изучению напряженно-деформированного состояния, устойчивости и колебаниям тонких торсовых оболочек. Видимо это связано с отсутствием реальных проектов сооружений в форме торсов, за исключением изделий в форме разворачивающихся геликоидов и объектов малой архитектуры. Предлагаемая статья посвящена реализации методики проектирования формы торсовой поверхности с двумя заданными направляющими плоскими кривыми на противоположных сторонах прямоугольного плана и прямыми образующими совпадающими с двумя другими сторонами прямоугольного плана. Теоретические построения проиллюстрированы и визуализированы с помощью компьютерной графики на пяти торсовых поверхностях с заданными условиями на краях прямоугольного плана. В качестве направляющих кривых выбраны алгебраические кривые второго порядка, суперэллипсы и биквадратная парабола. Перечень используемых плоских кривых можно без труда расширить, если кривые допускают задание в явном, параметрическом или векторном виде.

Ключевые слова: плоская кривая, алгебраическая кривая, суперэллипс, торсовая поверхность, неортогональные криволинейные координаты, торс с двумя плоскими кривыми, архитектура оболочек, судостроение.

S.N. KRIVOSHAPKO¹

¹«The Peoples' Friendship University of Russia», Moscow

TORSE SURFACES ON A RECTANGULAR PLAN WITH TWO PLANE CURVES ON THE OPPOSITE ENDS

Abstract. Research of geometrical problems of torse surfaces with cuspidal edge, the outset of which was put by G. Monge, are not stopped till present time. Much less of works were devoted to study of stress-strain state, stability, and to vibration of thin torse shells. Apparently, this is connected with absence of real projects of structures in the form of torsos, with the exception of products in the form of developable helicoids and objects of garden architecture. The offered paper is devoted to the realization of the methodic of design of form of torse surface with two directrix plane curves given in advance. This surface is placed on the rectangular plan and has the straight generatrixes coinciding with two sides of this rectangular plan. Theoretical constructions were illustrated and visualized with the help computer graphics. Five torse surfaces with geometrical condition given in advance were constructed. Algebraical curves of the second order, superellipses, and biquadratic parabola were chosen as directrix curves. One can increase a list of used plane curves if curves can be defined in explicit, parametrical, or in vector form.

Key words: plane curve, algebraical curve, superellipse, torse surface, nonorthogonal curvilinear coordinates, torse with two plane curves, architecture of shells, shipbuilding.

Введение

Торсовые поверхности – это линейчатые поверхности нулевой гауссовой кривизны. Цилиндрические и конические поверхности являются вырожденными торсами, у которых ребра возврата удалятся на бесконечность или вырождаются в точку, соответственно. Торсовые поверхности позволяют решить некоторые геометрические задачи, возникающие при проектировании криволинейных сооружений, которые невозможно решить с помощью вырожденных торсовых поверхностей [1].

© Кривошанко С.Н., 2025

Например, необходимо построить линейчатую поверхность нулевой гауссовой кривизны на прямоугольном плане с разными плоскими кривыми на противоположных сторонах прямоугольного плана. Известны несколько научных статей, где даны методы построения торсовых поверхностей на четырехугольном плане, причем у большинства поверхностей две контурные противоположные прямолинейные образующие не совпадают с двумя горизонтальными сторонами опорного четырехугольника [2, 3, 4]. Известны поверхности с двумя полуэллипсами или с полуэллипсом и полуокружностью на противоположных краях, где две горизонтальные направляющие прямые торса будут совпадать с двумя противоположными сторонами горизонтального опорного четырехугольника [5].

Если взять две тождественные плоские кривые на противоположных параллельных торцах, то можно получить линейчатую поверхность нулевой гауссовой кривизны на прямоугольном плане, причем получаемая поверхность будет только цилиндрической [6]. Если взять две плоские кривые одинакового типа, но с разными геометрическими параметрами, на противоположных параллельных торцах, то можно получить коническую поверхность [2].

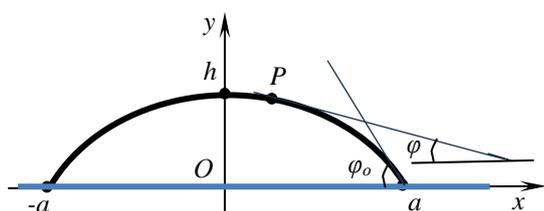


Рисунок 1 – Постоянные геометрические параметры кривых

Торсовые поверхности, содержащие две заданные плоские кривые могут иметь практическое значение, что подтверждается материалами работ [7, 8, 9]. Исследователи тонких оболочек в форме этих торсовых поверхностей приступили к изучению напряженно-деформированного состояния торсовых оболочек [10, 11], используя МКЭ в перемещениях [12].

Образующие прямые торса, содержащего две заданные плоские кривые, лежащие в параллельных плоскостях, будут лежать в горизонтальной плоскости, если касательные к заданным плоским кривым в точках пересечения этих кривых с горизонтальной плоскостью будут параллельны (Рисунок 1).

Модели и методы исследования

1. Плоские алгебраические кривые в качестве направляющих кривых торсов

Рассмотрим несколько плоских кривых, которые затем будут приняты в качестве направляющих кривых торсовой поверхности. Габаритные размеры кривых a , h принимаются для всех кривых одинаковыми (Рисунок 1).

1.1. Парабола (алгебраическая кривая второго порядка)

Каноническое явное уравнение параболы:

$$y = y(x) = h \left(1 - \frac{x^2}{a^2} \right).$$

Параметрические уравнения этой кривой можно представить в виде:

$$x = x(u) = au, \quad y = y(u) = h(1 - u^2),$$

где u – безразмерный независимый параметр, $-1 \leq u \leq 1$.

Тангенс угла наклона φ касательной прямой к горизонтальной плоскости в произвольной точке P параболы (рис. 1) будет

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{dy}{dx} = -h \frac{2x}{a^2},$$

а в точке $x = a$, $y = 0$:

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{2h}{a}. \quad (1)$$

1.2. Фрагмент эллипса (алгебраическая кривая второго порядка)

Неявное уравнение фрагмента эллипса:

$$\frac{x^2}{a_1^2} + \left(\frac{y}{h_1} + \sqrt{1 - \frac{a^2}{a_1^2}} \right)^2 = 1,$$

где a_1 и h_1 размеры полуосей полного эллипса, $a_1 \geq a$. Если задаться значением a_1 , можно определить величину другой полуоси полного эллипса h_1 [6]:

$$h_1 = \frac{h_3}{1 - \sqrt{1 - a^2/a_1^2}} = \frac{h_3}{1 - m}.$$

Параметрические уравнения рассматриваемой кривой можно представить в виде:

$$x = x(u) = au, \quad y = y(u) = h_1 \left(\sqrt{1 - u^2 a^2/a_1^2} - \sqrt{1 - a^2/a_1^2} \right).$$

Тангенс угла наклона φ касательной прямой к горизонтальной плоскости в произвольной точке P эллипса (Рисунок 1) будет

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dy}{dx} = -\frac{h_1 x}{a_1^2 \sqrt{1 - x^2/a_1^2}}$$

Тангенс угла наклона φ_0 касательной прямой к горизонтальной плоскости в точке $x = a, y = 0$ пересечения эллипса с осью Ox (Рисунок 1) будет:

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{ah_1}{a_1^2 \sqrt{1 - a^2/a_1^2}}. \quad (2)$$

1.3. Фрагмент окружности (алгебраическая кривая второго порядка)

Для фрагмента окружности можно использовать формулы, полученные в разделе 1.2, но нужно принять $a_1 = R, h_1 = R$, тогда

$$x^2 + \left(y + \sqrt{R^2 - a^2} \right)^2 = R^2,$$

$$x_1 = x(u) = au, \quad y_1 = y(u) = \sqrt{R^2 - a^2} u^2 - \sqrt{R^2 - a^2}, \quad z_1 = 0.$$

Стрелу подъёма торцевой окружности можно вычислить благодаря теоремы

Пифагора:

$$h_0 = R - \sqrt{R^2 - a^2}$$

Тангенсы углов наклона φ и φ_0 касательных окружности к горизонтальной плоскости:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dy}{dx} = -\frac{x}{\sqrt{R^2 - x^2}}, \quad \operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{a}{\sqrt{R^2 - a^2}}. \quad (3)$$

1.4. Гипербола (алгебраическая кривая второго порядка)

Неявное уравнение гиперболы I записывается в виде:

$$\frac{y^2}{c^2} - \frac{x^2}{b^2} = 1,$$

откуда находится параметр b^2 из условия, что при $x = \pm a$ имеем

$$y = -c - h:$$

$$b^2 = \frac{a^2 c^2}{h(2c + h)},$$

или для одной ветви гиперболы I (рис. 2)

$$y = -c \sqrt{1 + \frac{x^2}{b^2}} = -\sqrt{c^2 + \frac{x^2 h(2c + h)}{a^2}}$$

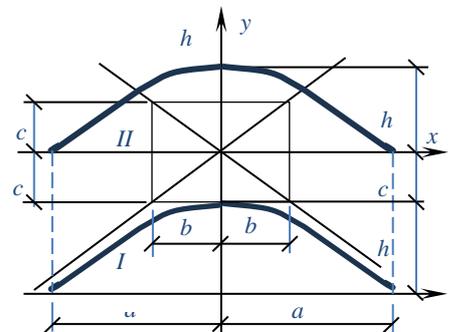


Рисунок 2 – Перенос гиперболы I в положение гиперболы II

Явное уравнение одной ветви гиперболы II можно записать в виде [6]:

$$y = h + c - \sqrt{c^2 + \frac{x^2 h(2c + h)}{a^2}}$$

где для рассматриваемых ветвей гипербол I и II значение b^2 будет одинаковым.

Значение параметра c выбирается произвольно, но $c \neq 0$.

Параметрические уравнения рассматриваемой гиперболы II можно представить в виде:

$$x = x(u) = au, \quad y = c + h - \sqrt{c^2 + hu^2(2c + h)}$$

Тангенсы углов наклона φ и φ_0 касательных гиперболы к горизонтальной плоскости:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dy}{dx} = -\frac{hx(2c + h)}{a\sqrt{a^2c^2 + hx^2(2c + h)}}, \quad \operatorname{tg}\varphi_0 = \frac{-h(2c + h)}{a\sqrt{c^2 + h(2c + h)}} = -\frac{h(2c + h)}{a(c + h)}. \quad (4)$$

1.5. Биквадратная парабола (алгебраическая кривая четвертого порядка)

Каноническое явное уравнение параболы:

$$y = y(x) = h \left(1 - \frac{x^4}{a^4}\right).$$

Параметрические уравнения этой кривой можно представить в виде:

$$x = x(u) = au, \quad y = y(u) = h(1 - u^4),$$

где u – безразмерный независимый параметр, $-1 \leq u \leq 1$.

Тангенс угла наклона φ касательной прямой к горизонтальной плоскости в произвольной точке P параболы (рис. 1) будет

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dy}{dx} = -h \frac{4x^3}{a^4},$$

а в точке $x = a$, $y = 0$:

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{4h}{a}. \quad (5)$$

1.6. Суперэллипс

Суперэллипс – это замкнутая кривая, задаваемая в декартовой системе координат уравнением

$$|y|^r = h^r \left(1 - \frac{|x|^t}{a^t}\right), \quad (6)$$

где для выпуклых кривых $r, t > 1$; для вогнутых кривых $r, t < 1$. Если принять $r = t = 1$, то кривая (6) вырождается в ломаную прямую линию, то есть суперэллипс вырождается в ромб. Если принять $h = a$, то суперэллипс (6) становится кривой Ламе (овалом Ламе) [13]. Чем больше значение параметров r, t тем точнее форма суперэллипса приближается к прямоугольному контуру. Суперэллипс при $r = t = 2$ и $a \neq h$ называют эллипсом.

Параметрические уравнения суперэллипса (6) при $y \geq 0$ можно представить в виде:

$$x = x(u) = au, \quad y = y(u) = h^r \sqrt[r]{1 - |u|^t},$$

где u – безразмерный независимый параметр, $-1 \leq u \leq 1$.

Тангенс угла наклона φ касательной прямой к горизонтальной плоскости в произвольной точке P суперэллипса будет:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dy}{dx} = -\frac{htu^{t-1}}{ar[1 - u^t]^{1-\frac{1}{r}}}$$

а в точке $x = a$, то есть при $u = 1$, $y = 0$:

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\infty, \quad \varphi_0 = 90^\circ.$$

Таким образом, угол наклона φ_0 касательной к выпуклому суперэллипсу ($r, t > 1$) в точке пересечения суперэллипса с горизонтальной плоскостью xOz равен $\pi/2$ (Рисунок 1).

2. Направляющие кривые торсовой поверхности с одинаковыми значениями угла φ_0

Для построения торсовой поверхности, которая содержит плоские кривые в параллельных плоскостях xOy , то есть при $z = 0$, и в плоскости $z = l$, и у которой противоположные прямые образующие лежат в горизонтальной плоскости xOz параллельно координатной плоскости yOz , необходимо принять, что углы φ_0 у обеих направляющих кривых равны.

2.1. Фрагмент эллипса + парабола

В этом случае, используя формулы (1) и (2) можно записать:

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{2h}{a} = -\frac{ah_1}{a_1^2\sqrt{1-a^2/a_1^2}},$$

откуда находится необходимое условие:

$$h_3 = \frac{2ha_1^2}{a^2}(m - m^2),$$

где $m = [1 - a^2/a_1^2]^{1/2}$, $0 \leq m < 1$, h_1 – размер полуоси эллипса, приведен в разделе 1.2.

Таким образом, направляющие плоские кривые необходимо записывать в виде

$$x_1 = x(u) = au, y_1 = y(u) = \frac{2ha_1^2}{a^2} \left[m \sqrt{1 - u^2 \frac{a^2}{a_1^2} - m^2} \right], z_1 = 0, \text{ (фрагмент эллипса)}$$

$$x_2 = x(v) = av, y_2 = y(v) = h(1 - v^2), z_2 = l \text{ (парабола)}, \quad (7)$$

где $-1 \leq u \leq 1$, $-1 \leq v \leq 1$.

Здесь пролет параболы и пролет эллипса одинаков, равен $2a$, а стрела подъема параболы обозначена h , фрагмента эллипса h_3 . Прямолинейные образующие торса лежат на противоположных сторонах прямоугольника $2a \times l$.

2.2. Фрагмент окружности + парабола

Для построения направляющих кривых с заданным условием используем формулы (1) и (3):

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{2h}{a} = -\frac{a}{\sqrt{R^2 - a^2}},$$

откуда находится необходимое условие:

$$h = \frac{a^2}{2\sqrt{R^2 - a^2}} = \frac{a^2}{2mR}, \quad (8)$$

где введено обозначение:

$$m = \frac{\sqrt{R^2 - a^2}}{R}.$$

Поставленное условие, чтобы прямолинейные образующие торса на опорах, совпадающих с противоположными сторонами прямоугольного плана, лежали в горизонтальной плоскости, нельзя выполнить при одинаковых геометрических параметрах a и h для обеих торцевых направляющих кривых в форме параболы и фрагмента окружности. Между этими геометрическими параметрами и радиусом окружности R должно выполняться условие (8).

Таким образом, направляющие плоские кривые необходимо записывать в виде:

$$x_1 = x(u) = au, y_1 = y(u) = \sqrt{R^2 - a^2}u^2 - \sqrt{R^2 - a^2}, z_1 = 0, \text{ (фрагмент окружности)}$$

$$x_2 = x(v) = av, y_2 = y(v) = h \cdot (1 - v^2), z_2 = l \text{ (парабола)}, \quad (9)$$

где $-1 \leq u \leq 1$, $-1 \leq v \leq 1$.

2.3. Гипербола + парабола

Для построения направляющих кривых с заданным условием равенства угла φ_0 у обеих направляющих кривых (Рисунок 1) используем формулы (1) и (4):

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{2h_p}{a} = -\frac{h(2c+h)}{a(c+h)},$$

откуда находится необходимое условие:

$$h_p = \frac{h(2c+h)}{2(c+h)}$$

а направляющие кривые можно записать в виде:

$$\begin{aligned} x_1 = x(u) = au, \quad y_1 = y(u) = c + h - \sqrt{c^2 + hu^2(2c+h)}, \quad z_1 = 0, \text{ (гипербола)} \\ x_2 = x(v) = av, \quad y_2 = y(v) = h_p(1-v^2), \quad z_2 = l \text{ (парабола)}. \end{aligned} \quad (10)$$

2.4. Парабола + биквадратная парабола

Запишем условие равенства углов наклона φ_0 у двух рассматриваемых плоских кривых, для этого необходимо использовать формулы (1) и (5):

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = -\frac{2h}{a} = -\frac{4h_{6п}}{a},$$

откуда

$$h_{6п} = h/2,$$

а направляющие кривые можно записать в виде:

$$\begin{aligned} x_1 = x(u) = au, \quad y_1 = y(u) = h(1-u^2), \quad z_1 = 0 \text{ (парабола)}, \\ x_2 = x(v) = av, \quad y_2 = y(v) = h(1-v^4)/2, \quad z_2 = l \text{ (биквадратная парабола)}. \end{aligned} \quad (11)$$

2.5. Суперэллипс $c r = t = m > 1$ + суперэллипс $c r = t = n > 1$

Параметрические уравнения суперэллипсов (6) при $y \geq 0$ можно представить в виде:

$$\begin{aligned} x_1 = x(u) = au, \quad y_1 = y(u) = h^m \sqrt{1-|u|^m}, \\ x_2 = x(v) = av, \quad y_2 = y(v) = h^n \sqrt{1-|v|^n}, \end{aligned} \quad (12)$$

где $-1 \leq u \leq 1$, $-1 \leq v \leq 1$.

Запишем условие равенства углов наклона φ_0 у двух суперэллипсов:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\varphi_1 = -h_1 \frac{(1-|u|^m)^{\frac{1}{m}-1} m|u|^{m-1}}{a} = -h_1 \frac{m|u|^{m-1}}{a(1-|u|^m)^{1-\frac{1}{m}}}, \\ \operatorname{tg}\varphi_2 = -h_2 \frac{(1-|v|^n)^{\frac{1}{n}-1} n|v|^{n-1}}{a} = -h_2 \frac{n|v|^{n-1}}{a(1-|v|^n)^{1-\frac{1}{n}}}, \end{aligned}$$

то есть $\operatorname{tg}\varphi_0 = \infty$, а $\varphi_0 = \pi/2$ на стороне $u = \pm 1$.

3. Конструирование торсовой поверхности по двум заданным направляющим кривым в параллельных плоскостях, проходящих через две противоположные стороны прямоугольного плана, причем торсовая поверхность опирается на свои прямые образующие, совпадающие с другими противоположными сторонами прямоугольного плана

В разделе 2 представлены пары плоских кривых, которые могут быть приняты за направляющие плоские кривые конструируемых торсов. Определены условия, выполнение которых гарантирует опирание торсов на противоположные стороны горизонтального прямоугольника. Помимо рассмотренных комбинаций двух плоских кривых можно взять большое число других кривых и используя предложенную методику построить

соответствующие торсовые поверхности. В представленной статье выбраны пять вариантов двоек плоских кривых в качестве направляющих кривых.

3.1. Принятая методика определения уравнений торсовых поверхностей

Если дана пара направляющих кривых, заданных уравнениями

$$\mathbf{r}_1 = \mathbf{r}_1(u) \text{ и } \mathbf{r}_2 = \mathbf{r}_2(v) \quad (13)$$

относительно полюса O , где u, v – соответствующие параметры, тогда уравнение торса можно представить в виде [2]:

$$\mathbf{r}(u, \lambda) = \mathbf{r}_1(u) + \lambda[\mathbf{r}_2(v) - \mathbf{r}_1(u)], \quad (14)$$

где λ – безразмерный параметр, $0 \leq \lambda \leq 1$. Приняв

$$\mathbf{r}_2(v) = \mathbf{r}_2[v(u)] = \mathbf{R}(u),$$

и обозначив $\mathbf{m}(u) = \mathbf{R}(u) - \mathbf{r}_1(u)$, уравнение торса (14) можно записать как

$$\mathbf{r}(u, \lambda) = \mathbf{r}_1(u) + \lambda\mathbf{m}(u). \quad (15)$$

При задании торса в виде (15) координатные линии $\lambda = 0$ и $\lambda = 1$ совпадают с направляющими кривыми (13). Между параметрами u и v должно существовать соотношение [14]:

$$\frac{y'_1(u)}{x'_1(u)} = \frac{y'_2(v)}{x'_2(v)}. \quad (16)$$

Геометрический смысл уравнения (16) состоит в том, что прямолинейная образующая торса проходит через две соответствующие точки плоских кривых, для которых угловые коэффициенты касательных равны, т. е. касательные, проведенные через соответствующие точки двух кривых, должны быть параллельны. Это утверждение уже использовалось в разделах 2 и 3 для нахождения $\text{tg}\varphi$.

Векторное уравнение (15) можно представить в параметрической форме:

$$\begin{aligned} x &= x(u, \lambda) = x_1(u)(1 - \lambda) + \lambda x_2[v(u)], \\ y &= y(u, \lambda) = y_1(u)(1 - \lambda) + \lambda y_2[v(u)], \\ z &= z(\lambda) = \lambda l. \end{aligned} \quad (17)$$

3.2. Примеры торсовых поверхностей на прямоугольном плане с опорами на две прямые образующие на противоположных краях горизонтального прямоугольника

3.2.1. Фрагмент эллипса + парабола

Из формулы (16) получаем:

$$v = \frac{um}{\sqrt{1 - u^2 a^2 / a_1^2}}, \quad (18)$$

тогда уравнения (17) с учетом формул (7) принимают вид:

$$\begin{aligned} x &= x(u, \lambda) = au(1 - \lambda) + \frac{\lambda u m a}{\sqrt{1 - u^2 \frac{a^2}{a_1^2}}}, \\ y &= y(u, \lambda) = \frac{2ha_1^2}{a^2} \left(m \sqrt{1 - u^2 \frac{a^2}{a_1^2}} - m^2 \right) (1 - \lambda) + \lambda h \left[1 - \frac{u^2 m^2}{1 - u^2 \frac{a^2}{a_1^2}} \right], \quad z = z(\lambda) = \lambda l, \end{aligned} \quad (19)$$

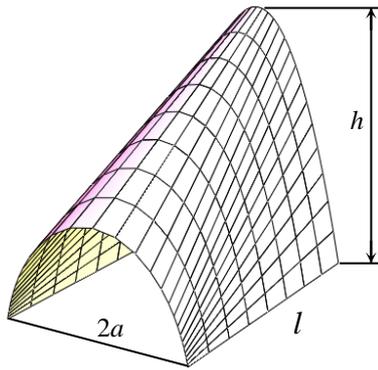


Рисунок 3 – Торс с параболой и эллипсом на торцах

где $-1 \leq u \leq 1$, $0 \leq \lambda \leq 1$. Формулы (19) представляют собой параметрические уравнения торсовой поверхности (рис. 3) с направляющими кривыми в виде эллипса и параболы (7).

Подобная задача была решена в монографии [15], а также в статье [5], где была использована методика Г. Монжа, согласно которой необходимо предварительно определить параметрические уравнения ребра возврата проектируемой торсовой поверхности.

3.2.2. Фрагмент окружности + парабола

Из формулы (16) получаем:

$$v = \frac{ua^2}{2h\sqrt{R^2 - a^2u^2}} = \frac{umR}{\sqrt{R^2 - a^2u^2}},$$

где h определяется по формуле (8). Параметрические уравнения торсовой поверхности с окружностью и параболой (9) на торцах записываются при помощи уравнений (17):

$$\begin{aligned} x &= x(u, \lambda) = au(1 - \lambda) + \lambda a \frac{umR}{\sqrt{R^2 - a^2u^2}}, \\ y &= y(u, \lambda) = \left(\sqrt{R^2 - a^2u^2} - \sqrt{R^2 - a^2} \right) (1 - \lambda) + \lambda h \left(1 - \frac{u^2 m^2 R^2}{R^2 - a^2u^2} \right), \\ z &= z(\lambda) = \lambda l. \end{aligned}$$

где $-1 \leq u \leq 1$, $0 \leq \lambda \leq 1$.

Торсовая поверхность с окружностью и параболой в параллельных плоскостях привлекла также внимание Ж.Н. Горбатович [16].

3.2.3. Гипербола + парабола

Из формулы (16) получаем:

$$v = \frac{u(c + h)}{\sqrt{c^2 + u^2(2c + h)}}$$

где h – стрела подъема гиперболы на торце $z = 0$ (Рисунок 4), задается по проекту.

Параметрические уравнения торсовой поверхности с гиперболой и параболой (9) на торцах (Рисунок 4) записываются при помощи уравнений (17):

$$\begin{aligned} x &= x(u, \lambda) = au(1 - \lambda) + \lambda a \frac{u(c + h)}{\sqrt{c^2 + u^2(2c + h)}}, \\ y &= y(u, \lambda) = \left[h + c - \sqrt{c^2 + u^2(2c + h)} \right] (1 - \lambda) + \lambda \frac{hc^2(2c + h)(1 - u^2)}{(c + h)[c^2 + u^2(2c + h)]}, \\ z &= z(\lambda) = \lambda l. \end{aligned}$$

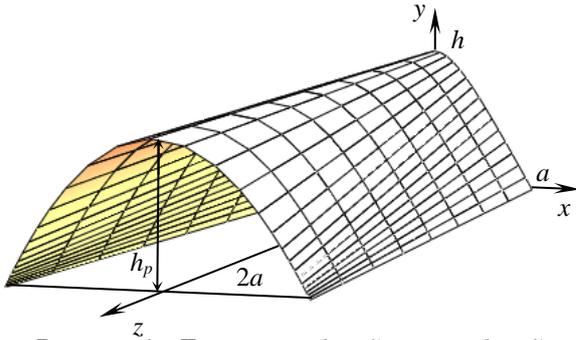


Рисунок 4 – Торс с параболой и гиперболой на торцах

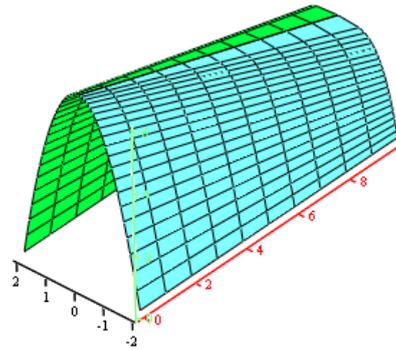


Рисунок 5 – Торс с параболой второго и четвертого порядков на торцах

3.2.4. Парабола + биквадратная парабола

Из формулы (16) получаем $v = u^{1/3}$, а параметрические уравнения искомой торсовой поверхности (Рисунок 5) находим из системы (17):

$$\begin{aligned} x = x(u, \lambda) &= au(1 - \lambda) + a\lambda u^{1/3}, & y = y(u, \lambda) &= h(1 - u^2)(1 - \lambda) + h\lambda(1 - u^{4/3})/2, \\ z &= \lambda l, \end{aligned}$$

где $-1 \leq u \leq 1$, $0 \leq \lambda \leq 1$.

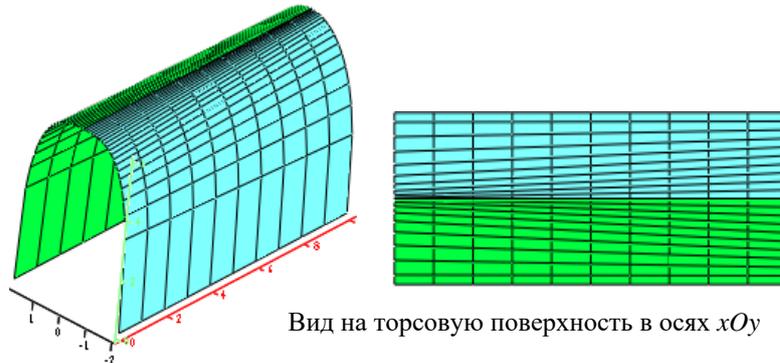
3.2.5. Суперэллипс $c r = t = m > 1$ + суперэллипс $c r = t = n > 1$

Построение торса с двумя полусуперэллипсами на торцах проиллюстрируем на конкретном примере с $m = 2$ и $n = 3$, тогда формулы (12) предстанут в виде:

$$\begin{aligned} x_2 = x(v) &= av, & y_2 = y(v) &= h\sqrt{1 - |v|^2}, \\ x_1 = x(u) &= au, & y_1 = y(u) &= h^3\sqrt{1 - |u|^3}, \end{aligned} \quad (20)$$

а соотношения между u и v примут вид:

$$v = \frac{u^2}{\sqrt{(1 - |u|^3)^{4/3} + u^4}}$$



Вид на торсовую поверхность в осях xOy

Рисунок 6 – Торсовая поверхность с суперэллипсами при $m = 2$, $n = 3$ на торцах

Параметрические уравнения торса с суперэллипсами при $m = 2$ и $n = 3$ (рис. 6) получаем из системы (17):

$$x = x(u, v) = au(1 - \lambda) + \frac{\lambda au^2}{\sqrt{(1 - |u|^3)^{4/3} + u^4}}$$

$$y = y(u, v) = h\sqrt[3]{1 - |u|^3}(1 - \lambda) + \lambda h \sqrt[3]{1 - \frac{u^4}{(1 - |u|^3)^{4/3} + u^4}}, z = z(\lambda) = \lambda l.$$

Результаты исследования и их анализ

1. Продемонстрирована методика построения торсовых поверхностей с двумя плоскими направляющими кривыми на торцах [2, 17]. В основном, применялись в качестве направляющих кривых алгебраические кривые второго порядка [6, 18].

2. Предложены для дальнейшего использования пять торсовых поверхностей с заданными торцевыми плоскими кривыми и с прямыми образующими, совпадающими с двумя сторонами прямоугольного плана [5].

3. Доказано, что, взяв за направляющие кривые в параллельных плоскостях два суперэллипса с разными показателями степеней [19] можно получить торс с одинаковыми стрелами подъема на торцах и с прямыми образующими, совпадающими с двумя противоположными сторонами прямоугольного плана. Причем, это будет поверхность нулевой гауссовой кривизны, но ни цилиндрическая и ни коническая [11].

4. Намечены дальнейшие направления в исследовании предложенных торсовых поверхностей и тонких оболочек на прямоугольных планах. Эти исследования можно развивать в направлении построения разверток на плоскость [20], раскроя плоских криволинейных судовых корпусов [14, 21] и текстильных изделий [22], расчетов оболочек на прочность [23], динамику и на температурные воздействия, поисков оптимальной оболочки [24] по выбранному критерию оптимальности, для построений новых торсов с двумя направляющими кривыми [25].

5. Краткий список опубликованных работ поможет найти новые направления в исследовании рассмотренных торсов и торсовых оболочек. До настоящего времени наиболее полные обзоры по уже известным торсовым поверхностям представлены в работах [26, 27, 28 with 144 references, 29]. В монографии [30] с 386 использованными источниками дается информация об исследованиях по геометрии, о расчете на прочность и о применении торсовых поверхностей и оболочек.

Выводы

Выбранный в статье метод задания торсовых поверхностей с двумя плоскими направляющими кривыми на параллельных торцах дает возможность построить криволинейную неортогональную сопряженную систему координат на проектируемых торсах.

Рассмотренные поверхности нулевой гауссовой кривизны можно принять в качестве форм строительных или машиностроительных оболочек, которые будут иметь больше независимых геометрических параметров, что даст архитекторам и инженерам больше свободы в выборе форм объектов по сравнению с цилиндрическими и коническими поверхностями.

Далее можно использовать при аналитическом определении параметров напряженно-деформированного состояния тонких оболочек со срединными поверхностями в форме рассматриваемых торсов систему двадцати расчетных уравнений, предложенную впервые А.Л. Гольденвейзером в 1953 году или применить типовые компьютерные комплексы, созданные на основе численных методов расчета оболочек в произвольных криволинейных координатах.

Представленные в статье торсовые поверхности имеют одно неоспоримое преимущество: они полностью разворачиваются на плоскость без разрывов и складок.

Полученные в статье результаты, основанные на методах аналитической геометрии, могут быть полезны как самим геометрам, так и архитекторам, работающим с криволинейными объектами, а также инженерам-механикам, разрабатывающими методы расчета криволинейных строительных и машиностроительных тонкостенных конструкций типа оболочек.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кривошапко С.Н., Барамзин А.Д. О применении торсовых оболочек// Военно-строительный бюллетень. 1979. №2. С.15-16.
2. Bhattacharya B. Theory of a new class of shells// Symposium on Industrialized Spatial and Shell Structures. Poland, 1973. P. 115-124.
3. Amol Bhanage. An overview of flat pattern development (FPD) methodologies used in blank development of sheet metal components of aircraft // Int. J. Mech. Eng. & Rob. Res. (IJMERR). April 2014. Vol. 3. No. 2. Pp. 33-43. ISSN 2278 – 0149 www.ijmerr.com
4. Hayakawa, K., Ohsaki, M. Form generation of discrete piecewise developable surface and its interior boundaries using local gauss map// Summaries of Technical Papers of Annual Meeting. Architectural Institute of Japan. 2023. Structures-1. 997–998. (in Japanese)
5. Кривошапко С.Н. Торсовые поверхности для перекрытия заданного прямоугольного плана// Вестник Российского университета дружбы народов. Серия «Инженерные исследования. Спец. выпуск». 2002. №1. С. 47–51. ISSN 0869–8732
6. Пищулина И. Я., Кукушкина Е. В. Поверхности второго порядка. Екатеринбург: УрФУ, 2012. 166 с. ISBN 978-5-321-02192-7
7. Кривошапко С.Н. Модельные поверхности соединительных участков двух трубопроводов// Монтажные и специальные работы в строительстве. 2005. № 10. С. 25–29. EDN: VYOTKL
8. Todd G. Nelson, Trent K. Zimmerman, Spencer P. Magleby, Robert J. Lang, and Larry L. Howell. Developable mechanisms on developable surfaces. *Science Robotics*. 13 Feb 2019. Vol. 4. Issue 27. eaau5171 [DOI: 10.1126/scirobotics.aau5171].
9. Булгаков В.Я. Конструирование поверхностей оболочек из отсеков торсов 4-го порядка// Прикладная геометрия и инженерная графика. Киев. 1976. Вып. 21. С. 134–137.
10. Krivoshapko S.N. Static analysis of shells with developable middle surfaces// Applied Mechanics Reviews. Vol. 51. No12. Part 1. December 1998. P. 731-746 [DOI: 10.1115/1.3098985 EID: 2-s2.0-0008891169].
11. Bhattacharya B. Membrane theory of new class of developable shells// Journal of Structural Engineering. 1983. Vol. 10, N. 3. P. 81–88.
12. Алёшина О.О., Иванов В.Н., Гринько Е.А. Исследование напряженного состояния торсовой оболочки одинакового ската аналитическим и численными методами // Строительная механика и расчет сооружений. 2020. № 6 (293). С. 2–13. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.6.2.13>
13. Weisstein, Eric W. Lamé Curve. From MathWorld--A Wolfram Web Resource. <https://mathworld.wolfram.com/LameCurve.html>
14. Павленко Г.Е. Об упрощенных формах судов. М.: Изд-во МРФ СССР, 1948. 28 с.
15. Polanski Stanislaw, Pianowski Leslaw. Rozwinięcia powierzchni w technice. Konstrukcje wspomagane komputerowo. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe, PWN, 2001. 412 p.
16. Горбатович, Ж. Н. Конструирование торсовых поверхностей по двум плоским сечениям // Труды Белорусского государственного технологического университета. Серия 5. Физико-математические науки. 1995. Вып. 2. С. 33-36. <https://elib.belstu.by/handle/123456789/65082>
17. Krivoshapko S.N., Shambina S.L. Design of developable surfaces and the application of thin-walled developable structures// Serbian Architectural Journal (SAJ). 2012. Vol. 4. № 3. P.298-317. DOI:10.5937/SAJ1203298K
18. Matvejevs Aleksandrs, Dzenite Ilona. New practical methods of analysis of second order curves on a plane // Proc.: 18th Conference of Applied Mathematics APLIMAT 2019. February 2019. Pp. 803-816.
19. Абрамович, Н.А., Нестерович Н.Д. Суперэллипс в экосистеме APPLE // Материалы докладов 54-й Международной научно-технической конференции преподавателей и студентов: в 2 т. УО "ВГТУ". Витебск, 2021. Том 2. С. 102–104 [URI: <http://rep.vstu.by/handle/123456789/14813>].
20. Баджория Г.Ч. Об одном методе построения развертки торсовой поверхности// Судостроение. 1984. № 9. С. 37–38.
21. Chalfant Julie Steele. Analysis and Design of Developable Surfaces for Shipbuilding. Dissertation: Naval Postgraduate School, California, USA, 1997. 109 p. <http://hdl.handle.net/10945/7877>
22. Ito Miori, Imaoka Haruki. A method of predicting sewn shapes and a possibility of sewing by the theory of developable surfaces// Journal of the Japan Research Association for Textile End-Uses. Vol. 48. No 1. 2007. P. 42–51.
23. Гольденвейзер А.Л. Теория упругих тонких оболочек. М.: ГТТИ, 1953. 544 с.

24. Абрамов Н. И., Александров В.Т. Об использовании математических методов оптимизации в проектировании // Строительная механика и расчет сооружений. 1989. № 4. С.40-41.
25. Francisco Perez-Arribas, Leonardo Fernandez-Jambrina. Computer-aided design of developable surfaces: designing with developable surfaces // Journal of Computers. October 2018. Vol. 13. Nu 10. Pp. 1171-1176. doi: 10.17706/jcp.13.10.1171-1176
26. Lawrence Snežana. Developable surfaces: their history and application. Nexus Network Journal. 2011. 13 (3): 701–714. DOI:10.1007/s00004-011-0087-z
27. Glaeser Georg; Gruber Franz. Developable surfaces in contemporary architecture // Journal of Mathematics and the Arts, 2007. Vol. 1. Issue 1. March 2007. pp. 59-71. DOI:10.1080/17513470701230004
28. Chao Yuan, Nan Cao, and Yang Shi. A survey of developable surfaces: from shape modeling to manufacturing. arXiv: 2304.09587v2 [cs. GR] 14 June 2023, 20 p. Дата обращения 6 декабря 2024.
29. Бхаттачария Биноянанда. Расчет оболочек в виде торсовых поверхностей с двумя произвольными плоскими направляющими кривыми. УДН: Дис. к.физ.-мат. наук. 1970. 177 с. <https://repository.rudn.ru/ru/records/dissertation/record/49668/>
30. Кривошапко С.Н. Геометрия линейчатых поверхностей с ребром возврата и линейная теория расчета торсовых оболочек: Монография. М.: Изд-во РУДН. 2009. 357 с. ISBN 978-5-209-03087-4

REFERENCES

1. Krivoshapko S.N., Baramzin A.D. On application of torse shells. *Voенно-Stroitelnyy Bulletin [Military-and-Building Bulletin]*. 1979. №2. Pp.15-16.
2. Bhattacharya B. Theory of a new class of shells. Symposium on Industrialized Spatial and Shell Structures. Poland, 1973. P. 115-124.
3. Amol Bhanage. An overview of flat pattern development (FPD) methodologies used in blank development of sheet metal components of aircraft. *Int. J. Mech. Eng. & Rob. Res. (IJMERR)*. April 2014. Vol. 3. No. 2. Pp. 33-43. ISSN 2278 – 0149 www.ijmerr.com
4. Hayakawa, K. and Ohsaki, M. Form generation of discrete piecewise developable surface and its interior boundaries using local gauss map. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 2023, Structures-1. 997–998. (in Japanese)
5. Krivoshapko S.N. Developable surfaces for covering of the rectangular plan. *Vestnik Rossiiskogo Universiteta Druzhby Narodov [RUDN Journal of Engineering Research]*. Special Issue». 2002. No1. Pp. 47–51. ISSN 0869–8732
6. Pischulina I.Ya., Kukushkina E.V. The Second Order Surfaces. Ekaterinburg: UrFU, 2012. 166 p. ISBN 978-5-321-02192-7
7. Krivoshapko S.N. Model surfaces of connecting sites of two pipelines. *Montazhnye i Spetsial'nye Raboty v Stroitel'stve*. 2005. (10). Pp. 25–28. EDN: VYOTKL
8. Todd G. Nelson, Trent K. Zimmerman, Spencer P. Magleby, Robert J. Lang, and Larry L. Howell. Developable mechanisms on developable surfaces. *Science Robotics*. 13 Feb 2019. Vol. 4. Issue 27. eaau5171 [DOI: 10.1126/scirobotics.aau5171].
9. Bulgakov V.Ya. Design of shell surfaces from fragments of the fourth order torse. *Prikladnaya Geometriya i Inzhenernaya Graphika [Applied Geometry and Engineering Graphics]*. Kiev. 1976. Iss. 21. Pp. 134–137.
10. Krivoshapko S.N. Static analysis of shells with developable middle surfaces. *Applied Mechanics Reviews*. Vol. 51. No12, Part 1. December 1998. P. 731-746 [DOI: 10.1115/1.3098985 EID: 2-s2.0-0008891169].
11. Bhattacharya B. Membrane theory of new class of developable shells. *Journal of Structural Engineering*. 1983. Vol. 10, N. 3. P. 81–88.
12. Aleshina O.O., Ivanov V.N., Grinko E.A. Investigation of stress state of the equal slope torse shell by analytical and numerical methods. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2020. № 6 (293). Pp. 2–13. <https://doi.org/10.37538/0039-2383.2020.6.2.13>
13. Weisstein, Eric W. Lamé Curve. From MathWorld--A Wolfram Web Resource. <https://mathworld.wolfram.com/LameCurve.html>
14. Pavlenko G.E. Simplified Shapes of Ships, M.: MRF SSSR, 1948. 28 p.
15. Polanski Stanislaw, Pianowski Leslaw. Rozwinięcia powierzchni w technice. Konstrukcje wspomagane komputerowo. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe, PWN. 2001. 412 p.
16. Gorbatovich Zh.N. Design of torse surfaces with two plane section. *Trudy Belorusskogo Gos. Tehnologicheskogo Univ. Ser. 5. Physic-and-Mathematic Sciences*. 1995. Iss. 2. Pp. 33–36. <https://elib.belstu.by/handle/123456789/65082> (in Russian)
17. Krivoshapko S.N., Shambina S.L. Design of developable surfaces and the application of thin-walled developable structures. *Serbian Architectural Journal (SAJ)*. 2012. Vol. 4. № 3. P.298-317. DOI:10.5937/SAJ1203298K

18. Matvejevs Aleksandrs, Dzenite Ilona. New practical methods of analysis of second order curves on a plane. Proc.: 18th Conference of Applied Mathematics APLIMAT 2019. February 2019. Pp. 803-816.
19. Abramovich N.A., Nesterovich N.D. Superellipse in the ecosystem APPLE. Materialy Dokladov 54-oi Mezhdunarodnoy Nauchno-Tekhnicheskoy Konferentsii Prepodavateley i Studentov: Two volumes, UO "VGTU". Vitebsk, 2021. Vol. 2. Pp. 102–104 [URI: <http://rep.vstu.by/handle/123456789/14813>].
20. Bajoria G.Ch. On one method of design of development of torse surface. *Sudostroeniye* [Shipbuilding], 1984. No 9. Pp. 37-38.
21. Chalfant Julie Steele. Analysis and Design of Developable Surfaces for Shipbuilding. Dissertation: Naval Postgraduate School, California, USA, 1997. 109 p. <http://hdl.handle.net/10945/7877>
22. Ito Miori, Imaoka Haruki. A method of predicting sewn shapes and a possibility of sewing by the theory of developable surfaces. *Journal of the Japan Research Association for Textile End-Uses*. Vol. 48. No 1. 2007. P. 42-51.
23. Goldenveizer A.L. Theory of Elastic Thin Shells. Published by Pergamon Press. New York. 1961. 544 p.
24. Abramov N. I., Aleksandrov V. T. Ob ispolzovanii matematicheskikh osnov optimizatsii v proektirovanii [On using mathematical methods of optimization in designing]. *Stroit. Meh. i Raschet Soor.* 1989. № 4. Pp. 40–41.
25. Francisco Perez-Arribas, Leonardo Fernandez-Jambrina. Computer-aided design of developable surfaces: designing with developable surfaces. *Journal of Computers*. October 2018. Vol. 13. Nu 10. Pp. 1171-1176. doi: 10.17706/jcp.13.10.1171-1176
26. Lawrence Snežana. Developable surfaces: their history and application. *Nexus Network Journal*. 2011. 13 (3): 701–714. DOI:10.1007/s00004-011-0087-z
27. Glaeser, Georg; Gruber, Franz. Developable surfaces in contemporary architecture. *Journal of Mathematics and the Arts*. 2007. Vol. 1. Issue 1. March 2007. Pp. 59-71. DOI:10.1080/17513470701230004
28. Chao Yuan, Nan Cao, and Yang Shi. A survey of developable surfaces: from shape modeling to manufacturing. arXiv: 2304.09587v2 [cs. GR] 14 June 2023, 20 p. [The data of access: December 6, 2024].
29. Bhattacharya B. Analysis of Shells in the Form of Torse Surfaces with Two Arbitrary Plane Directrix Curves. UDN: Diss. kand. phiz.-mat. nauk, 1970. 177 p. <https://repository.rudn.ru/ru/records/dissertation/record/49668/>
30. Krivoshapko, S.N. Geometry of ruled surfaces with cuspidal edge and linear theory of developable surfaces' analysis: Monograph, Moscow: 2009, RUDN, 358 p. (in Russian).

Информация об авторе

Кривошاپко Сергей Николаевич

ФГАОУ ВО «Российский университет дружбы народов», г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор.
Профессор-консультант
E-mail: sn_krivoshapko@mail.ru

Information about author

Krivoshapko Sergey Nikolaevich

The Engineering Academy of the Peoples' Friendship University, Moscow, Russia, Doctor of Tech. Sc., Professor
E-mail: sn_krivoshapko@mail.ru

В.А. ЛЮБЛИНСКИЙ¹, В.С. СТРУЧКОВ²¹Национально исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Россия

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ ДЕЙСТВИЯ СДВИГА И КРУЧЕНИЯ

Аннотация. Прочность и податливость соединений несущих конструкций в многоэтажных панельных зданиях определяется разными параметрами и значительно влияет на усилия и напряжения, возникающие в элементах таких конструктивных схем. Горизонтальное воздействие на конструктивную систему, состоящую из сборных стеновых панелей, при определенных условиях может привести к возникновению значительных крутящих моментов. Ключевыми условиями возникновения кручения, которые отмечаются в большинстве исследований по данной тематике, будут являться горизонтальная и вертикальная несимметричность здания и значительные горизонтальные нагрузки. В настоящей экспериментальной работе были испытаны фрагменты стеновых соединений в условиях действия сдвигающих и крутящих нагрузок. Фрагменты железобетонных панелей были соединены с использованием металлического стыкового соединения на сварке. В роли соединительного элемента выступала металлическая пластина. По результатам эксперимента получено напряженно-деформированное состояние натуральных фрагментов панельных зданий. Установлен характер разрушения, максимальные сдвигающие и крутящие нагрузки. Построены диаграммы деформирования связи для всех испытываемых образцов.

Ключевые слова: Связи сдвига, панельные здания, податливость, кручение, несущая способность.

V.A. LYUBLINSKIY¹, V.S. STRUCHKOV²¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia

EXPERIMENTAL STUDY OF STRENGTH AND DEFORMABILITY WELDED JOINTS PANEL BUILDINGS UNDER CONDITIONS OF SHEAR AND TORSION

Abstract. The strength and compliance of the joints of load-bearing structures in multistorey panel buildings is determined by different parameters and significantly affects the forces and stresses that occur in the elements of such structural system. Horizontal action on a structural system consisting of prefabricated wall panels, under certain conditions, can lead to a situation where torsional mode will prevail. The key conditions for the occurrence of torsion, which are noted in most studies on this topic, will be the horizontal and vertical asymmetry of the building and significant horizontal loads. In this experimental work, fragments of wall joints were tested under the action of shear and torsional loads. The fragments of reinforced concrete panels were joined using a metal butt joint during welding. A metal plate acted as a connecting element. According to the results of the experiment, the stress-strain state of full-scale fragments of panel buildings was obtained. The nature of the destruction, maximum shear and torsional loads have been established. Joint deformation diagrams are constructed for all test samples.

Keywords: Shear connections, panel buildings, compliance, torsion, load capacity.

Введение

В современном строительстве форма здания в наибольшей степени продиктована архитектурной концепцией. Тенденция к строительству многоэтажных железобетонных несущих систем неправильной формы становится новой реальностью. Вместе с этим нарастает интерес исследователей к изучению подобных несимметричных структур. Наряду с другими вопросами проектирования многоэтажного здания, множество исследований выделяют проблему кручения [1-3].

Теоретические и экспериментальные исследования отдельных элементов несущей системы при сложном напряженно-деформированном состоянии, таком, как кручение с изгибом, были рассмотрены в научных публикациях [4-9].

В связях крупнопанельных зданий возникают растягивающие, сжимающие и касательные напряжения. Проблематика работы связей в крупнопанельном здании затрагивалась в работах [10-14]. Вертикальные и горизонтальные связи являются наиболее нагруженными элементами несущей системы многоэтажных зданий и выполняют роль регуляторов при перераспределении усилий, учитывая нелинейную работу железобетона [15]. Одним из часто используемых соединений стеновых панелей в существующих крупнопанельных зданиях является сварное соединение. В роли связующего элемента выступает металлическая пластина, которая соединяется с закладными деталями панелей при помощи сварных швов. Было проведено большое количество исследований вертикальных стыков панелей [16, 17], но экспериментальные данные о сварных соединениях представлены в недостаточном объеме. В работе [17] испытания сварных соединений проводились только на сдвиг. Было проанализировано напряженно-деформированное состояние связей при сдвиге и получена зависимость деформации сварных соединений от приложенной нагрузки.

В асимметричных в плане зданиях под действием горизонтальной нагрузки возникает кручение. Сейсмическое воздействие является наиболее интенсивным и сложным, но некоторые аспекты кручения также применимы, когда на высотные здания воздействует ветровая нагрузка. Основными причинами кручения являются появление эксцентриситета между центром жесткости и центром масс, появление эксцентриситета в распределении прочности и деформируемости в плане здания под действием высокого уровня напряжений и многое другое. Исследования кручения зданий, связанные с действием сейсмической нагрузки представлены в работах [18-20]. В статьях [21, 22] приведены некоторые научные исследования кручения зданий под действием горизонтальных нагрузок. Кручение сборных железобетонных зданий является критическим фактором, который может привести к разрушению отдельных элементов или даже всей конструкции в целом. Из-за отсутствия симметрии между центрами жесткости и массы в краевых элементах зданий возникают значительные крутящие моменты [23-25]. В таких условиях вертикальные стыки в панелях испытывают сложное напряженно-деформированное состояние. При значительных сейсмических нагрузках, а также при прогрессирующем разрушении связи сдвига могут перейти в пластическую стадию работы [26, 27].

В экспериментальном исследовании [28] рассматривалась железобетонная конструкция, состоящая из четырех колонн, закрепленных в фундаменте, объединенных монолитным диском перекрытия. Конструкция подвергалась динамическим нагрузкам вплоть до разрушения. Несмотря на то, что конструкция была симметричной, наблюдалась реакция на кручение. Это связано с разными значениями нагрузки на элементы конструкции. Поскольку в статье рассматривался небольшой эксцентриситет, было отмечено, что при низких уровнях горизонтальной нагрузки, конструкция будет сохранять эксплуатационные свойства.

Несовпадение центра кручения и плоскости действия внешнего момента приводит к образованию угла поворота перекрытий в плане и появлению дополнительных усилий и перемещений. Полный момент, который может воспринять конструкция, может быть определен по выражению [29]:

$$M_{\text{полн.}} = M_{\text{пост.}} + M_{\text{пов.}}, \quad (1)$$

где $M_{\text{пост.}}$ – момент от поступательного смещения;

$M_{\text{пов.}}$ – момент от поворота здания;

Цель работы заключалась в исследовании влияния эффекта кручения на прочность и деформируемость фрагмента стыкового соединения панельных зданий. Предполагалось получить напряженно-деформируемое состояние соединения, которое даст данные для оценки прочности и жесткости сварных соединений в многоэтажных панельных несущих системах, подверженных ветровым и сейсмическим нагрузкам.

Модели и методы исследования

В данной работе было проведено экспериментальное исследование натурального соединения внутренних стеновых панелей при помощи вертикальных связей на сдвиг и крутящий момент. Образцы представляли собой две панели толщиной 180мм, которые соединены между собой металлической пластиной, размерами 8x100x140мм, на сварке. Пластина приваривалась к закладным деталям, установленным в каждой панели.

Общая высота образца составила 550мм. Прочность бетона на сжатие через 28 суток со дня изготовления 25,68 МПа. Среднее значение предела текучести металла по трем выборкам 323 МПа. Среднее значение временного сопротивления металла 445 МПа. Данные получены от завода изготовителя. Аксонометрическая схема испытываемого образца см. рисунок 1.

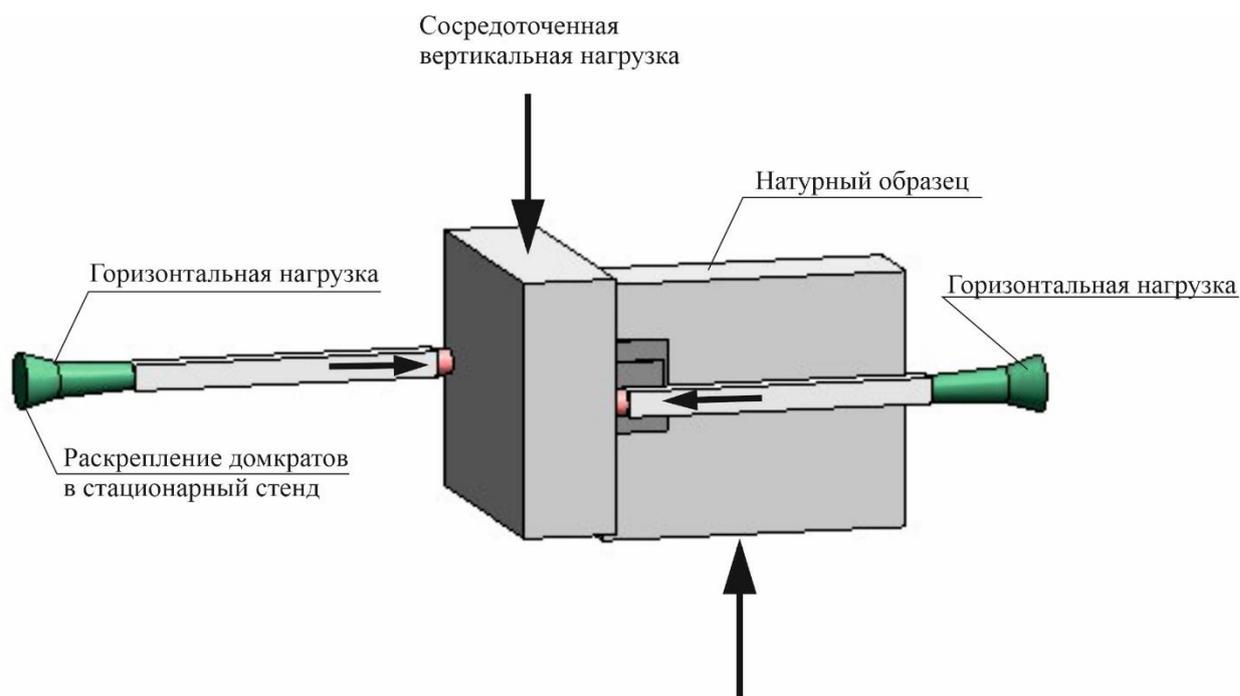


Рисунок 1 – Аксонометрическая схема испытаний

Для измерения относительных деформаций на образец были установлены тензометрические датчики. При испытаниях в работе были задействованы 32 датчика, которые располагались вертикально и горизонтально. Датчики с базой 5мм устанавливались на металл, на бетон были установлены датчики с базой 60мм. Для фиксации перемещений одной панели относительно другой были использованы четыре линейных тензометрических датчика перемещений. Датчики были установлены по обоим сторонам от нагружаемой панели. Два датчика регистрировали вертикальное перемещение левой панели, а два других датчика – поворот панели от действия крутящего момента.

Сдвиг левой панели относительно правой выполнялся при помощи гидравлического поршня. Нагрузка, создаваемая поршнем, фиксировалась силоизмерителем модификации М70-10-С3. Равномерное распределение нагрузки по площади панели обеспечивалось при помощи металлических пластин. Крутящий момент создавался механическими домкратами, которые упирались в раму. Нагрузка от кручения контролировалась вручную. Было выполнено пошаговое нагружение образцов с выдержкой под нагрузкой после каждого шага 5 минут. Предварительно предполагалось выполнить десять этапов приложения нагрузки. Каждый этап нагрузка увеличивалась на 10кН.

Для возможности сравнения влияния крутящего момента на работу вертикальных связей сдвига была выполнена следующая последовательность испытания образцов; Первые два образца были испытаны только на сдвиг (образцы S-1, S-2), следующие два образца были испытаны на сдвиг и крутящий момент (образцы S-3, S-4), причем крутящий момент создавался с первого шага нагружения. Последние два образца так же были испытаны на сдвиг и крутящий момент, но кручение создавалось начиная с шестого шага (образцы S-5, S-6). Общий вид экспериментальной установки представлен на рисунке 2.



Рисунок 2 – Общий вид установки при испытаниях на сдвиг с кручением

Результаты исследования и их анализ

По результатам экспериментальных исследований были получены напряженно-деформированное состояние вертикальных сдвиговых соединений под воздействием сдвига и крутящего момента, диаграмма "сдвиг-перемещение", выявлены особенности поведения стыкового соединения при крутящем воздействии. Величина разрушающей нагрузки определяется для случаев, когда воздействует только сдвиг и когда добавляется кручение.

Одинаковая картина разрушения наблюдалась у пяти испытанных образцов. При испытаниях на сдвиг на восьмой стадии приложения нагрузки в правой панели образовывалась наклонная трещина. Трещина развивалась от середины закладной детали к верху панели. Аналогичные единичные трещины возникали в поперечных сечениях железобетонных конструкций при испытаниях на действие изгиба и кручения в работах [30, 31]. По данным [1] это связано с большими изгибающими моментами, при которых сжатая зона бетона в поперечном сечении элемента сильно уменьшается и касательные напряжения от крутящего момента перераспределяются на меньшую площадь.

Для образцов S-1, S-2 максимальная вертикальная нагрузка составила 87,1 кН, далее происходит лавинообразное растрескивание бетона сверху и снизу закладных деталей, после чего образец не может воспринимать нагрузку. Анализ данных, полученных с тензометрических датчиков, показал, что металлы пластин работали в пластической стадии. Соединительные пластины не получили видимых разрывов. В стадии разрушения произошел отрыв верхнего горизонтального сварного шва. Повреждения образцов после испытаний см. рисунок 3.



Рисунок 3 – Повреждения образцов при испытаниях на сдвиг

При испытаниях образцов S-3 и S-4 на сдвиг с кручением, также образовалась трещина аналогичного характера, но уже на пятом этапе нагружения. На шестом этапе приложения нагрузки, в этой серии образцов, происходит растрескивание бетона панели по аналогичному с образцами S-1, S-2 сценарию.

При испытании последней пары образцов S-5 и S-6 была получена иная картина разрушения для S-6. Характер разрушения образца S-5 такой же, как и у предыдущих, но в образце S-6 не наблюдалось развития наклонной трещины от закладной детали. На девятом этапе нагружения произошел отрыв закладной детали в панели, к которой прикладывались сдвигающее и крутящее усилия. При этом максимальное усилие сдвига составило 87,9 кН, а максимальный крутящий момент - 10,4 кНм.

Основываясь на данных с линейных датчиков перемещений и силоизмерителей, были построены диаграммы «сдвиг-перемещение» для всех шести испытываемых образцов. Можно отметить, что образцы, в которых присутствовал крутящий момент, имеют уменьшенную стадию пластической деформации, в отличие от образцов, испытанных только при сдвиге (см. рисунок 4). Разрушение происходит внезапно. Это следует учитывать при строительстве зданий в сейсмоопасных районах, которые наиболее подвержены горизонтальному воздействию во время землетрясения.

В соответствии с полученными диаграммами "сдвиг-перемещение" были построены линии тренда и предложено математическое описание функции (см. таблицу 1).

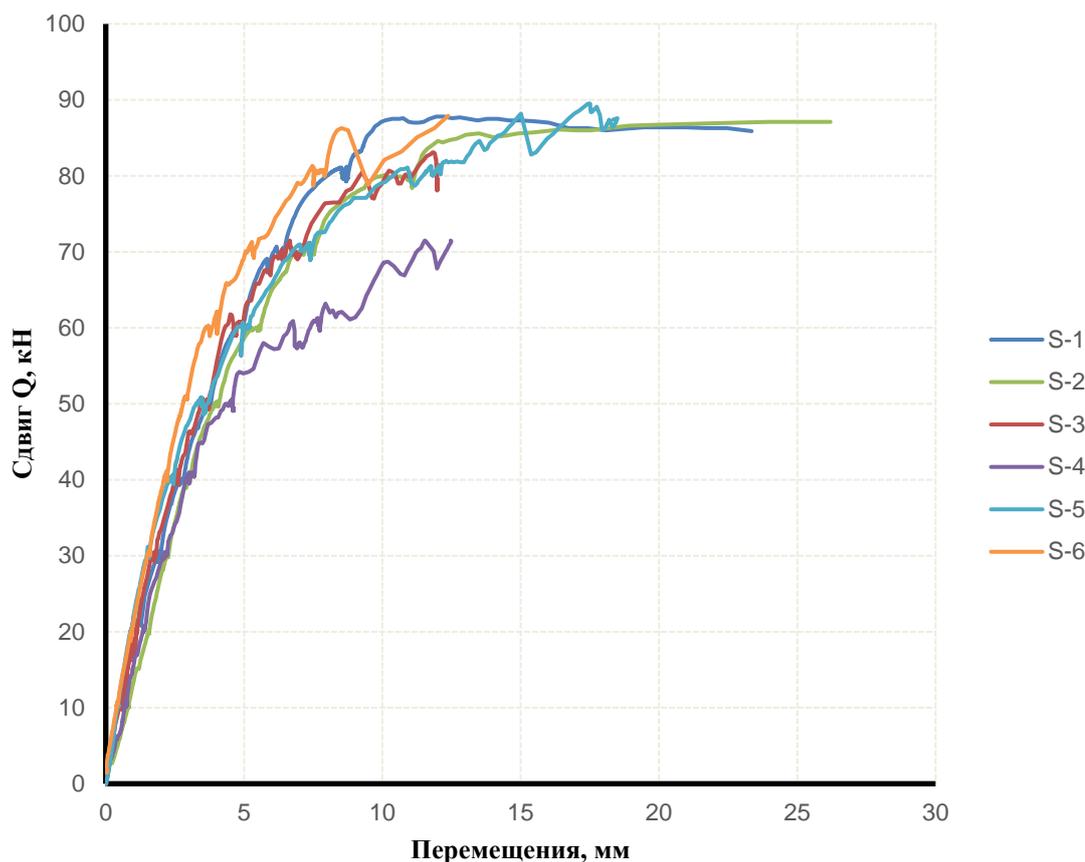


Рисунок 4 – Диаграмма "сдвиг-перемещение"

Таблица 1 – Описание кривых "сдвиг-перемещение" с использованием функции

№ Образца	Аппроксимирующее уравнение для пары
S-1	$Q = -0,46\Delta^2 + 12,45\Delta + 5,8$
S-2	
S-3	$Q = -0,75\Delta^2 + 14,5\Delta + 3,2$
S-4	
S-5	$Q = -0,45\Delta^2 + 11,62\Delta + 10,6$
S-6	

В рамках анализа экспериментальных данных проведено сравнение показаний тензодатчиков для всех шести образцов. При сравнении результатов был осуществлен переход от относительных деформаций к напряжениям. В качестве примера приведены данные по датчику № 13. Датчик располагался вертикально на правой соединительной пластине, на участке между двумя панелями. Такое расположение датчика было обусловлено тем фактом, что, согласно результатам предыдущих натурных экспериментов, в этом месте предполагалось разрушение металла [13]. Результаты наших экспериментальных исследований этого сварного соединения показали, что характер разрушения отличается от предыдущих испытаний. Для всех образцов отмечается работа металла соединительной пластины в упругопластической и пластической стадиях. Диаграмма зависимости напряжений в пластине от сдвигающей нагрузки представлена на рисунке 5.

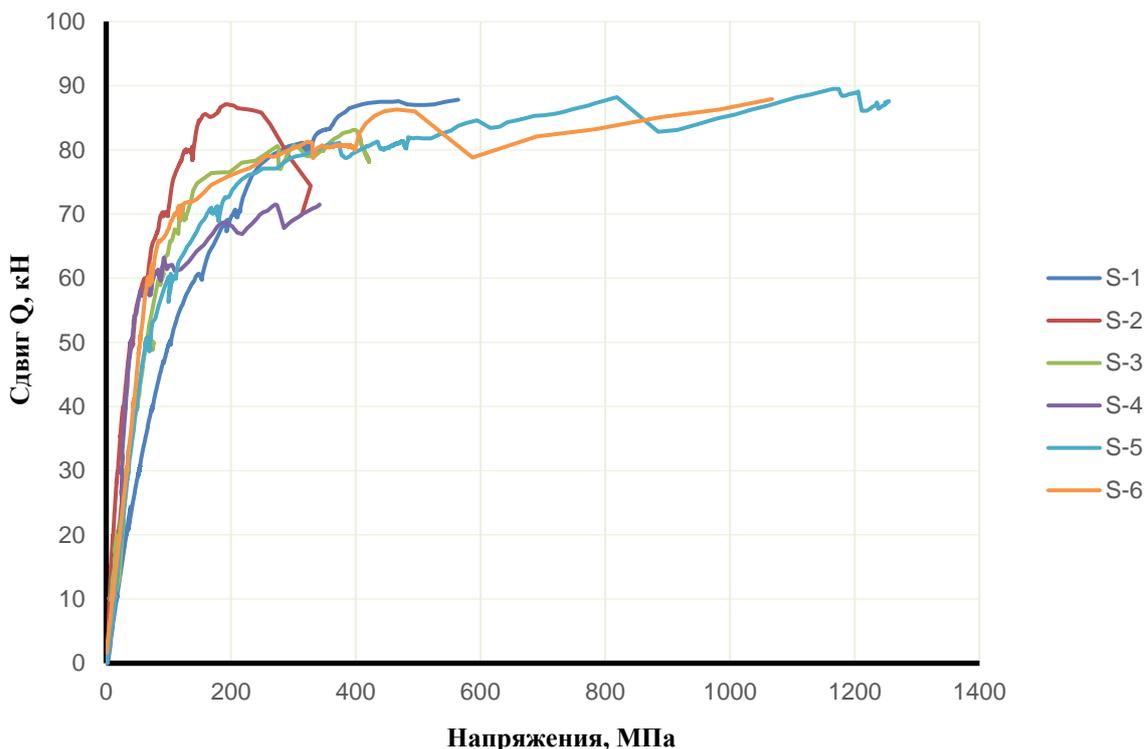


Рисунок 5 – Диаграмма зависимости напряжений от сдвигающей нагрузки

Выводы

Целью данного экспериментального исследования было изучение поведения сварного соединения с учетом сдвигающих усилий и крутящего момента. Нагружение до предела несущей способности всех образцов осуществлялось усилием сдвига.

Диаграммы деформирования исследованного соединения при различных режимах нагружения оставались примерно одинаковыми. При кручении участок пластических деформаций уменьшался. Несущая способность стыкового соединения снизилась.

Разрушение фрагмента соединения панельного здания под совместным действием сдвига и кручения начиналось на 5-м этапе нагружения. Максимальная вертикальная нагрузка при испытаниях образцов S-3 и S-4 составила 60,0 кН. При испытаниях только на сдвиг, разрушение начиналось позже, на этапе 8. Максимальная нагрузка при испытаниях образцов S-1 и S-2 на сдвиг составила 87,1 кН. При более ранних экспериментальных испытаниях аналогичных конструкций соединений, было зафиксировано разрушение металла. В рассматриваемых образцах разрушился бетон панелей.

Разрушение сварных соединений происходило комплексно – металлическая структура соединения деформируется, а в бетоне при нагружении возникала сеть мелких трещин с появлением при разрушении одной основной. Из-за направления крутящего момента эта трещина, в испытанных фрагментах, появлялась всегда с левой, растягивающейся от кручения, стороны панели.

Полученные экспериментальные данные о прочности и деформируемости сварных соединений могут быть использованы в решении задач методом конечных элементов для определения напряженно-деформированного состояния элементов несущего каркаса панельного асимметричного многоэтажного здания с учетом изменения податливости, уменьшенной зоны пластических деформаций и возможного хрупкого разрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Munteanu R. I. et al. A new perspective into torsional inelastic response of actively controlled irregular multistorey buildings // *Alexandria Engineering Journal*. 2023. Vol. 71. Pp. 691-706.
2. Gu A. et al. Torsional Response of a Two-Storey Low-Damage Concrete Wall Test Building // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2025.
3. Rawat D., Mishra N. B. Seismic Torsion Behaviour and Rigidity Analysis of Multistorey Plan Asymmetric RC Building // *Advances in Geotechnics and Structural Engineering: Select Proceedings of TRACE 2020*. 2021. Pp. 501-518.
4. Колчунов В.И., Демьянов А. И., Протченко М.В. Моменты в железобетонных конструкциях при изгибе с кручением // *Строительство и реконструкция*. 2021. №3. С. 27-46.
5. Карпенко Н., Колчунов Вл., Колчунов В., Травуш В. Расчетная модель сложноподвинутого железобетонного элемента при кручении с изгибом // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021. №17 (1). С. 34-47.
6. Колчунов В. И., Демьянов А. И., Печенев И. В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного сечения при кручении с изгибом // *Строительство и реконструкция*. 2020. №5. С. 3-12.
7. Колчунов Вл. И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // *Промышленное и гражданское строительство*. 2020. №8. С. 16-23.
8. Демьянов А.И., Сальников А.С., Колчунов Вл. И. Экспериментальные исследования железобетонных конструкций при кручении с изгибом и анализ их результатов // *Строительство и реконструкция*. 2017. №4 (72). С. 17-26.
9. Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Колчунов Вл. И., Травуш В.И., Демьянов А.И. Деформирование железобетонных конструкций при изгибе с кручением // *Строительные материалы*. 2021. №6. С. 47-56.
10. Тамразян А. Г., Дехтерев Д. С., Черник В. И. Расчет параметров надежности стыковых соединений сборных железобетонных конструкций с использованием метода конечных элементов // *Инновации и инвестиции*. 2020. №7. С. 148-152.
11. Малахова А. Н., Маринина Д. А. Податливость вертикальных стыков крупнопанельных зданий на закладных деталях // *Строительство и реконструкция*. 2019. № 6. С. 10-18.
12. Shuvalov A. et al. Experimental studies of compliance of vertical joints used in construction of high-rise panel buildings // *MATEC Web of Conferences*. – EDP Sciences. 2018. Vol. 196. Pp. 02049. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201819602049>
13. Люблинский В. А., Томина М. В. Экспериментальное исследование прочности и податливости вертикального сварного стыка // *Системы. Методы. Технологии*. 2018. № 3. С. 154-158.
14. Lyublinkiy V., Struchkov V. Resistance of Vertical Joints During Torsion of Multistorey Buildings // *Proceedings of FORM 2022*. LNCE, Springer. 2023. Vol. 282. Pp. 407-415.
15. Люблинский В. А. К вопросу о перераспределении напряжений в вертикальных несущих железобетонных конструкциях многоэтажных зданий // *Строительство и реконструкция*. 2021. №. 2. С. 39-45.
16. Shen S. D. et al. Test and analysis of reinforced concrete (RC) precast shear wall assembled using steel shear key (SSK) // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2019. Vol. 48. №. 14. Pp. 1595-1612.
17. Karyakin A. A., Derbentsev I. S., Tarasov M. V. Experimental and numerical research on tensile performance of inter-panel fastener joints of large-panel buildings // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – IOP Publishing, 2017. Т. 262. №. 1. Pp. 012046.
18. Yang J. et al. Seismic behaviors of prefabricated reinforced concrete shear walls assembled with a cast-in-place vertical joint // *Buildings*. 2023. Vol. 13. Pp. 3013.
19. Sritharan S. et al. Precast concrete wall with end columns (PreWEC) for earthquake resistant design // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2015. Vol. 44. Pp. 2075-2092.
20. Singhal S. et al. Precast reinforced concrete shear walls: State of the art review // *Structural Concrete*. 2019. Vol. 20. №3. Pp. 886-898.
21. De Stefano M., Pintucchi B. A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002 // *Bulletin of earthquake Engineering*. 2008. Vol. 6. Pp. 285-308.
22. Naresh kumar B. G., Punith N., Bhyrav R.B., Arpitha T. P. Assessment of Location of Centre of Mass and Centre of Rigidity for Different Setback Buildings // *International Journal of Engineering Research & Technology*. 2017. Vol. 6. Issue 5. Pp. 801-804.
23. Botis M. F., Cerbu C. A method for reducing of the overall torsion for reinforced concrete multi-storey irregular structures // *Applied Sciences*. 2020. Vol. 10. №. 16. Pp. 5555.
24. Khatiwada P., Lumantarna E. Simplified Method of Determining Torsional Stability of the Multi-Storey Reinforced Concrete Buildings // *Civil Eng*. 2021. Vol. 2. №. 2. Pp. 290-308.
25. Lim H., Kang J. W., Pak H., Chi H., Lee Y. and Kim J. Seismic response of a three-dimensional asymmetric multi-storey reinforced concrete structure // *Applied Sciences*. 2018. Vol. 8. №. 4. Pp. 479.

26. Shuvalov A., Gorbunov I., Kovalev M., Faizova A. Experimental studies of compliance of vertical joints used in construction of high-rise panel buildings // MATEC Web of Conferences. EDP Sciences. 2018. Vol. 196. Pp. 02049.
27. Sharma J., Singh A., Sehgal R. Torsional Reduction Techniques in High Rise Structures // International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT). 2015. Vol. 3. Issue 10.
28. Benavent-Climent A., Morillas L., Escolano-Margarit D. Inelastic torsional seismic response of nominally symmetric reinforced concrete frame structures: Shaking table tests // Engineering structures. 2014. Vol. 80. Pp. 109-117.
29. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов // М.: Стройиздат., 1977. С. 3-20.
30. Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл. И., Каприелов С.С., Демьянов А. И., Конорев А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. №6. С. 32-43.
31. Булкин С.А. Кручение с изгибом сталефиброжелезобетонной балки прямоугольного сечения // Строительство и реконструкция. 2021. № 2. С. 3-13.

REFERENCES

1. Munteanu R. I. et al. A new perspective into torsional inelastic response of actively controlled irregular multistorey buildings // Alexandria Engineering Journal. 2023. Vol. 71. Pp. 691-706.
2. Gu A. et al. Torsional Response of a Two-Storey Low-Damage Concrete Wall Test Building // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2025.
3. Rawat D., Mishra N. B. Seismic Torsion Behaviour and Rigidity Analysis of Multistorey Plan Asymmetric RC Building // Advances in Geotechnics and Structural Engineering: Select Proceedings of TRACE 2020. 2021. Pp. 501-518.
4. Kolchunov V.I., Demyanov A. I., Protchenko M. V. Moments in reinforced concrete structures under bending with torsion // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2021. No. 3. S. 27-46.
5. Karpenko N. I., Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Travush V.I. Calculation Model of a Complex Stress Reinforced Concrete Element During Torsion with Bending // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. No. 17 (1). S. 34-47.
6. Kolchunov V.I., Demyanov A. I., Pechenev I. V. Results of experimental studies of reinforced concrete structures with square cross sections in torsion with bending // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2020. No. 5. S. 3-12.
7. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of resistance of building structures // Industrial and civil engineering. 2020. No. 8. S. 16-23.
8. Demyanov A.I., Salnikov A.S., Kolchunov V.I. Experimental studies of reinforced concrete structures in torsion with bending and analysis of their results // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2017. No. 4 (72). S. 17-26.
9. Karpenko N. I., Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Travush V.I., Demyanov A. I. Deformation of reinforced concrete structures during bending with torsion // Building materials. 2021. No. 6. S. 47-56.
10. Tamrazyan A. G., Dekhterev D. S., Chernik V. I., Calculation of reliability parameters of butt joints of precast reinforced concrete structures using the finite element method // Innovations and Investments. 2020. No. 7. S. 148-152.
11. Malakhova A. N., Marinina D. A. The compliance of vertical joints of large-panel buildings made on embedded parts // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2019. No. 6. S. 10-18.
12. Shuvalov A. et al. Experimental studies of compliance of vertical joints used in construction of high-rise panel buildings // MATEC Web of Conferences. – EDP Sciences. 2018. Vol. 196. Pp. 02049. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201819602049>
13. Lyublinskiy V.A., Tomina M.V. Experimental study of the strength and suppleness of a vertical welded joint // Syst. Meth.Techn. 2018. Vol. 3(39), Pp. 154-158.
14. Lyublinskiy V., Struchkov V. Resistance of Vertical Joints During Torsion of Multistorey Buildings // Proceedings of FORM 2022. LNCE, Springer. 2023. Vol. 282. Pp. 407-415.
15. Lyublinskiy V. A. To the question of redistribution of stress in vertical bearing RC structures multi-story buildings // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2021. №. 2. Pp. 39-45.
16. Shen S. D. et al. Test and analysis of reinforced concrete (RC) precast shear wall assembled using steel shear key (SSK) // Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2019. Vol. 48. №. 14. Pp. 1595-1612.
17. Karyakin A. A., Derbentsev I. S., Tarasov M. V. Experimental and numerical research on tensile performance of inter-panel fastener joints of large-panel buildings // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – IOP Publishing, 2017. T. 262. №. 1. Pp. 012046.
18. Yang J. et al. Seismic behaviors of prefabricated reinforced concrete shear walls assembled with a cast-in-place vertical joint // Buildings. 2023. Vol. 13. Pp. 3013.

19. Sritharan S. et al. Precast concrete wall with end columns (PreWEC) for earthquake resistant design //Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2015. Vol. 44. Pp. 2075-2092.
20. Singhal S. et al. Precast reinforced concrete shear walls: State of the art review //Structural Concrete. 2019. Vol. 20. №3. Pp. 886-898.
21. De Stefano M., Pintucchi B. A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002 //Bulletin of earthquake Engineering. 2008. Vol. 6. Pp. 285-308.
22. Naresh kumar B. G., Punith N., Bhyrav R.B., Arpitha T. P. Assessment of Location of Centre of Mass and Centre of Rigidity for Different Setback Buildings // International Journal of Engineering Research & Technology. 2017. Vol. 6. Issue 5. Pp. 801-804.
23. Botis M. F., Cerbu C. A method for reducing of the overall torsion for reinforced concrete multi-storey irregular structures //Applied Sciences. 2020. Vol. 10. №. 16. Pp. 5555.
24. Khatiwada P., Lumantarna E. Simplified Method of Determining Torsional Stability of the Multi-Storey Reinforced Concrete Buildings // CivilEng. 2021. Vol. 2. №. 2. Pp. 290-308.
25. Lim H., Kang J. W., Pak H., Chi H., Lee Y. and Kim J. Seismic response of a three-dimensional asymmetric multi-storey reinforced concrete structure //Applied Sciences. 2018. Vol. 8. №. 4. Pp. 479.
26. Shuvalov A., Gorbunov I., Kovalev M., Faizova A. Experimental studies of compliance of vertical joints used in construction of high-rise panel buildings // MATEC Web of Conferences. EDP Sciences. 2018. Vol. 196. Pp. 02049.
27. Sharma J., Singh A., Sehgal R. Torsional Reduction Techniques in High Rise Structures // International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT). 2015. Vol. 3. Issue 10.
28. Benavent-Climent A., Morillas L., Escolano-Margarit D. Inelastic torsional seismic response of nominally symmetric reinforced concrete frame structures: Shaking table tests // Engineering structures. 2014. Vol. 80. Pp. 109-117.
29. Drozdov P. F. Design and calculation of load-bearing systems of multi-storey buildings and their elements // Moscow: Stroyizdat., 1977. S. 3-20.
30. Travush V.I., Karpenko N. I., Kolchunov Vl. I., Kaprielov S. S., Demyanov A. I., Konorev A. V. The results of experimental studies of structures square and box sections in torsion with bending // Building and Reconstruction. 2018. Vol. 6. Pp. 32-43
31. Bulkin S.A., Torsion with bending of rectangular steel fiber reinforced concrete beam // Building and Reconstruction. 2021. Vol. 2. Pp. 3-13

Информация об авторах

Люблинский Валерий Аркадьевич

Национально исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: LyublinskiyVA@mgsu.ru

Стручков Владислав Сергеевич

Национально исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: struchkov2018@gmail.com

Information about authors

Lyublinskiy Valery A.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia, candidate of technical science, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

E-mail: LyublinskiyVA@mgsu.ru

Struchkov Vladislav S.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia, postgraduate of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

E-mail: struchkov2018@gmail.com

Г. СУНЬ¹, Л.И. МИРОНОВА¹, Ч. ЛЮ¹¹Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина, Екатеринбург, Россия

ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТЬ БОЛТОВЫХ ФЛАНЦЕВЫХ СОЕДИНЕНИЙ БАЛКИ С КОЛОННОЙ

Аннотация. Болтовые фланцевые соединения чаще используются в качестве соединения балки с колонной и балок друг с другом, которые воспринимают момент. Учет разницы прочности фланца и прочности высокопрочных болтов, которая приведет к трем разным типам разрушенных механизма, следует изучать прочность и жесткость таких соединений компонентным методом. Наиболее важными параметрами в этом методе являются расчетная ширина несущих элементов на изгиб и коэффициент жесткости. Определение отношения прочности элементов соединения к механизму разрушения и расчет коэффициента жесткости, вычисленной на основе T-образного элемента, представляют собой важную задачу. По этой причине целью данной статьи является разработка метода расчета изгибной жесткости и прочности болтовых фланцевых соединений в условиях монотонных нагрузок. Предложенный метод расчета основан на компонентный метод, строительную механику и сопротивление материалов. Верификация выполнена на сведения выполненных экспериментов, для которых можно получить практические зависимости между моментом и углом поворота. Практическая реализация предложенного метода продемонстрирована на расчет несущей способности и жесткости образца выполненных экспериментов. В качестве результатов выполненного исследования можно выделить собственно метод расчета жесткости болтовых фланцевых соединений балки с колонной, влияние прочности разных элементов таких соединений на механизм разрушения и рекомендацию по проектированию соединений в условиях монотонных нагрузок. С использованием разработанного метода можно точно оценить несущую способность и жесткости соединения, оформление диаграммы зависимости между моментом и углом поворота.

Ключевые слова: стальные конструкции, болтовые фланцевые соединения, жесткость, пластический шарнир, механизм разрушений.

G. SUN¹, L.I. MIRONOVA L.I.,¹ C. LIU¹¹ Ural Federal University named after the first President of Russia B.N.Yeltzin, city Yekaterinburg, Russia

BENDING RIGIDITY OF BOLT END-PLATE CONNECTIONS OF JOINT BEAM TO COLUMN

Abstract. The end-plate connections are most often used as a connection of beam to column and between beams that perceive a moment. Taking into account the difference in the strength of the end plate and the strength of high-strength bolts, which will lead to three different types of failure mechanisms, it is necessary to study the strength and stiffness of such joints using the component method. The most important parameters in this method are the calculated width of the bearing elements for bending and the stiffness coefficient. Determining the ratio of the strength of the connection elements to the failure mechanism and calculating the stiffness coefficient calculated on the basis of the T-shaped element is an important task. For this reason, the objective of this paper is to develop a method for calculating the bending stiffness and strength of the end-plate connections joints under monotonic loads. The proposed calculation method is based on the component method, structural mechanics and strength of materials. Verification is performed on the basis of the experiments performed, for which practical dependencies between the moment and the angle of rotation can be obtained. The practical implementation of the proposed method is demonstrated by calculating the bearing capacity and rigidity of the sample of the experiments performed.

As results of the study, it is possible to highlight the method for calculating the rigidity of the end-plate connections of beam to column, the influence of the strength of different elements of such connections on the mechanism of destruction and a recommendation for designing connections under monotonous loads. Using the developed method, it is possible to accurately estimate the bearing capacity and rigidity of the connection, design a diagram of the relationship between the moment and the angle of rotation.

Keywords: *steel structures, end-plate connections, stiffness, plastic hinge, failure mechanisms.*

Введение

Согласно национальному проекту «Жилье и городская среда» к 2030 г. в сегменте массового жилищного строительства должно возводиться 80 млн м² ежегодно [1]. Доля зданий в России на металлокаркасе сильно отстает от развитых стран [2]. Болтовые фланцевые соединения (ФС) часто используются, как соединение балки с колонной и балок друг с другом благодаря удобству монтажа и простоте контроля соединения.

Диаграмма зависимости между моментом и углом поворота (М- θ) описывают всю совокупность свойств соединения – прочность, деформативность и изгибную жесткость.

На основе компонентного метода в Еврокоде-3 и метода конечных элементов разработана методика для оформления диаграммы зависимости М- θ и оценки работы ФС в условиях мало-циклических нагрузок [3]. Проанализирована работа фланца, как плиточный элемент, и распределение усилия в болтах с помощью численных расчетов, разработана методика для определения начальной изгибной жесткости ФС на сильной оси и на слабой оси двутавровой колонны и проверена точность созданной методики [4]. Разработан метод для оценки начальной изгибной жесткости ФС стальных каркасов при наличии ребер жесткости [5]. Проведен эксперимент стальных каркасов с ФС при сейсмических воздействиях и выполнена проверка точности предлагаемой методики оформления диаграммы зависимости М- θ [6].

В Еврокоде-3 представлены компонентный метод рассмотрения ФС как совокупности Т-образных элементов [7]. На основе Т-образного элемента можно разработать метод оформления диаграммы зависимости М- θ , в которой важными параметрами являются начальная изгибная жесткость, несущая способность и предельный угол поворота [8].

Проведен эксперимент ФС балки с колонной и проанализирована работоспособность соединений с помощью Т-образного элемента [9]. Выполнено экспериментальное исследование ФС в условиях монотонных и циклических нагрузок и выявлено распределение пластического шарнира (ПШ) Т-образного элемента и представлены рекомендации по расчету ширины такого элемента [10, 11]. Выполнен эксперимент для изучения работы Т-образного элемента на растяжение и выявлено влияние типа сварного шва на его работоспособность [12, 13].

Исследована работа Т-образного элемента методом конечных элементов и контактное состояние между соединенными плиточными элементами и представлено, что учитывается дополнительное напряжение при расчете прочности болтов и расположение ПШ [14-17].

Разработана методика для оформления диаграммы зависимости М- θ при действии циклических нагрузок с использованием Т-образного элемента, проанализированы распределение усилия в болтах, деформации полки такого элемента и механизм разрушений и пластичность целого ФС [18]. Проведен численный расчет ФС в условиях циклических нагрузок на верхнем торце колонны и разработан метод расчета начальной изгибной жесткости на основании компонентного метода [19].

В вышесказанных работах отсутствуют исследования влияния прочности болтов и фланца на работоспособность Т-образного элемента и метод расчета изгибной жесткости ФС в стадии пластической деформации. Целью данной статьи является разработка методики для оценки начальной изгибной жесткости ФС в условиях монотонных нагрузок. При этом сделан акцент на анализ влияния прочности болтов и фланца на работу Т-образного элемента.

Модели и методы исследования

Рекомендации в нормативных документах разных стран отличаются друг от друга.

В Еврокоде-3 [20] использован Т-образный элемент на растяжение для проектирования ФС. Расчетная ширина Т-образного элемента определяется распределением ПШ. На основании этого элемента проведен расчет предельных нагрузок, которые воспринимают ФС, и проведена оценка начальной изгибной жесткости соединения.

В американской норме LRFD [21] представлены формулы для оценки прочности фланца, которые разделены на два типа на основе механизма разрушений Т-образного элемента. В норме AISC 358-16 [22] есть рекомендация по расчету рычажной силы и предельной растягивающей силы, воспринимаемой Т-образным элементом.

В СП 294.1325800.2017 [23] представлены 7 сочетаний толщины фланца и диаметра болтов, и также даны рекомендации по расчету усилия в болтах внутренней зоны и внешней зоны. В публикации [24] представлены 8 типов распределения ПШ Т-образного элемента.

Китайские нормы GB 51022-2017 [25] и JGJ 82-2011 [26] представляют чаще используемые документы для проектирования ФС. В норме [25] предлагается, что усилия в болтах распределяются пропорционально расстоянию от нейтральной оси, которая находится в геометрическом центре группы болтов, до болта и проверка прочности фланца в соответствии с разными опорами на кромке фланца. В норме [26] рекомендуется использовать Т-образный элемент в качестве механической модели для проверки надежности соединений.

Разные прочности фланца и болтов приводит к трем типам разрушений, таким, как сочетание: «сильный болт, слабый фланец», «одновременное разрушение болта и фланца» и «слабый болт, сильный фланец». При ситуации «сильный болт, слабый фланец» ФС обладает фланцем маленькой толщиной и болтами больших диаметров, а механический механизм расположен на корне полки Т-образного элемента и около отверстий под болт. При ситуации «одновременное разрушение болта и фланца» на полке Т-образного элемента появится рычажная сила, которая расположена у свободной кромки фланцев. При ситуации «слабый болт, сильный фланец» ФС обладает фланцем большой толщины, который деформируется жестко при отсутствии локальной деформации, что позволяет игнорировать рычажную силу.

Фланец и полки колонны соединены с помощью высокопрочных болтов, поэтому расположение болтов и распределение усилий в болтах влияет на начальную изгибную жесткость узла балки с колонной.

Основные гипотезы, принятые при оформлении расчетной схемы, следующие.

1. Равномерное распределение усилий в болтах.
2. Рассмотрение ФС в условиях изгибающих моментов и отсутствии других типов нагрузки.
3. Профиль соединенной балки является абсолютно жестким.
4. Вращательная ось находится в геометрическом центре групп болтов и ее положение не изменено.

ФС, воспринимающее изгибающий момент, разделено на зону растяжения и зону сжатия. В зоне ФС на растяжение угол поворота состоит из деформации болтов на растяжение, стенки колонны на растяжение, полки колонны на изгиб и фланца на изгиб, а в зоне на сжатие – стенки колонны на сжатие, полки колонны на изгиб и фланца на изгиб. В зоне на сжатие нет деформации болтов на растяжение. Начальная изгибная жесткость $K_{y,t}$ определяется по формулам (1)-(3)

$$K_{y,t} = \frac{K_{y,t} + K_{y,c}}{2} \tag{1}$$

$$K_{y,t} = \frac{M}{\theta_{bo} + \theta_{w,t} + \theta_f + \theta_c} = \frac{M}{\frac{M}{E_y h_t^2 k_{bo}} + \frac{M}{E_y h_t^2 k_{w,t}} + \frac{M}{E_y h_t^2 k_f} + \frac{M}{E_y h_t^2 k_c}} = \frac{E_y h_t^2}{\frac{1}{k_{bo}} + \frac{1}{k_{w,t}} + \frac{1}{k_f} + \frac{1}{k_c}} = h_t^2 k_{eq} \tag{2}$$

$$K_{y,c} = \frac{M}{\theta_{w,c} + \theta_f + \theta_c} \quad (3)$$

где $K_{y,t}$ – начальная изгибная жесткость зоны на растяжение;
 $K_{y,c}$ – начальная изгибная жесткость зоны на сжатие;
 M – действующий изгибающий момент;
 E_y – модуль упругости стали;
 θ_{bo} – угол поворота от деформации болтов на растяжение;
 $\theta_{w,t}$ – угол поворота от деформации стенки колонны на растяжение;
 $\theta_{w,c}$ – угол поворота от деформации стенки колонны на сжатие;
 θ_f – угол поворота от деформации фланца на изгиб;
 θ_c – угол поворота от деформации полки колонны на изгиб;
 k_{bo} – коэффициент изгибной жесткости от болтов;
 $k_{w,t}$ – коэффициент изгибной жесткости от стенки колонны на растяжение;
 k_f – коэффициент изгибной жесткости от фланца;
 k_c – коэффициент изгибной жесткости от полки колонны;
 h_t – расстояние от вращательной оси до геометрического центра полки балки;
 k_{eq} – расчетный коэффициент жесткости.

Формула (4) принята для определения расчетного коэффициента жесткости

$$k_{eq} = \frac{\sum k_{eq,i} h_i}{h_{eq}} \quad (4)$$

где $k_{eq,i}$ – расчетный коэффициент жесткости на i -й паре болтов;
 h_i – расстояние от нейтральной оси до центральной оси болта;
 h_{eq} – эквивалентная высота зоны ФС на растяжение или зоны на сжатие,
 $h_{eq} = \frac{\sum k_{eq,i} h_i^2}{\sum k_{eq,i} h_i}$.

На рис. 1 показана расчетная схема при общем повороте ФС.

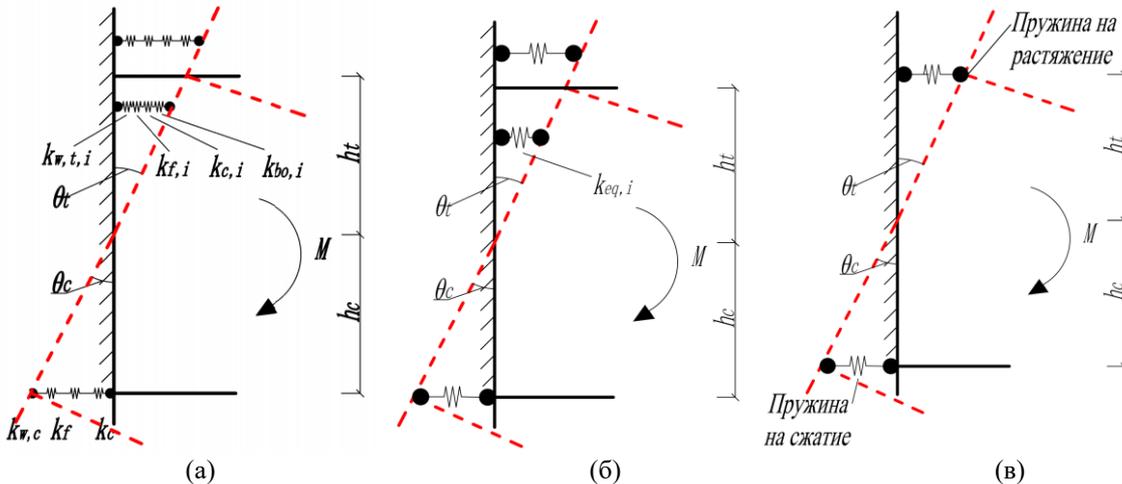


Рисунок 1 – Расчетная схема ФС с 8 болтами: а) отдельная жесткость каждого элемента, б) эквивалентная жесткость на каждой паре болтов, в) эквивалентная жесткость в зоне на растяжении и в зоне на сжатие

Принят Т-образный элемент для расчета коэффициента жесткости. На рис. 2 показано разделение ФС на несколько Т-образных элементов.

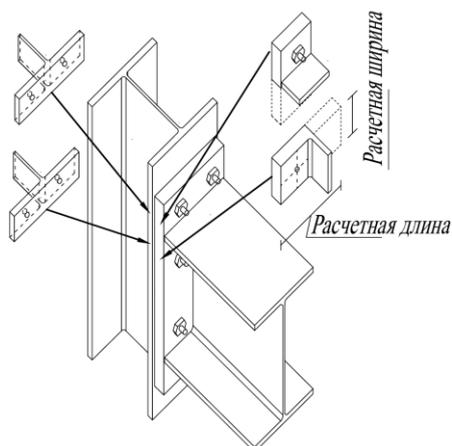


Рисунок 2 – Разделение ФС на Т-образные элементы

Принята формула (5) для расчета коэффициента жесткости болтов на растяжение

$$k_{bo} = \frac{ME_y h_t^2}{E_y h_t^2 \theta_{bo}} = \frac{M}{E_y h_t^2 \tan \theta_{bo}} = \frac{2 \sum_i F_{T,i} A_{bo}}{F_{T,i} l_{bo}} \quad (5)$$

где l_{bo} – расчетная длина болтов;

Δl – удлинение болтов на растяжение;

$F_{T,i}$ – растягивающая сила в Т-образном элементе, которая воспринимается i парой болтов в зоне на растяжение ФС, на основе распределения усилий в болтах;

A_{bo} – расчетная площадь стержней болтов.

Формула (6) используется для определения коэффициента жесткости стенки колонны на растяжение

$$k_{w,t} = \frac{2 \sum_i F_{T,i} A_{w,t}}{F_{T,i} d_c} \quad (6)$$

где d_c – эффективная высота стенки колонны;

$A_{w,t}$ – расчетная площадь сечения стенки колонны на растяжение, $A_{w,t} = t_w \cdot l_{w,t}$, t_w – толщина стенки колонны, $l_{w,t}$ – расчетная ширина стенки колонны на растяжение, которые показаны на рис.3.

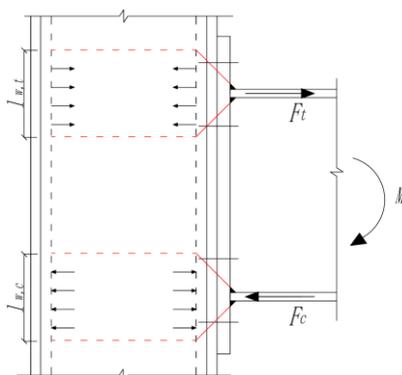


Рисунок 3 – Расчетная ширина стенки колонны на растяжение и на сжатие

Отличие опорных условий фланца на верхней зоне и на внешней зоне следует проанализировать отдельно.

При расчете жесткости фланца внешней зоны с учетом развития пластических деформаций различают три возможных механизма разрушения, в том числе развитие

глубоких пластических деформаций во фланце, разрыв болтов с частичным развитием пластических деформаций во фланце и разрыв болтов.

Если болты обладают значительной жесткостью, в полке Т-образного элемента развиты глубокие пластические деформации. В этом случае использование Т-образного элемента следует выполнять расчет деформации полки колонны при отсутствии утолщения и деформации фланца. Необходимо учитывать влияние предварительного натяжения высокопрочных болтов. Предварительное натяжение болтов ограничивает деформацию полки Т-образной модели на центральной оси, где расположены болты. На рис. 4. показана расчетная схема Т-образного элемента с болтами значительной жесткости. В соответствии с расчетной схемой расчетный пролет – расстояние между болтами.

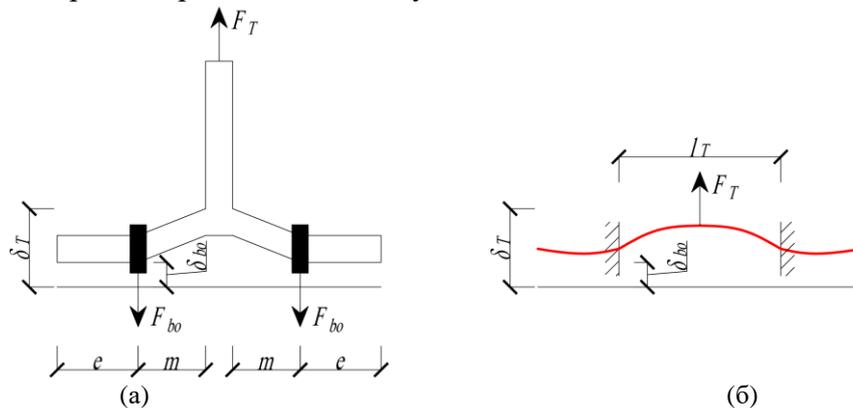


Рисунок 4 – Расчетная схема Т-образного элемента с болтами значительной жесткости:
а) распределение усилий в Т-образном элементе, б) расчетная схема:
e – расстояние от кромки полки до центральной оси болта, m – расстояние от корня полки до центральной оси болта

В этом случае не учитывается влияние шайбы и гайки болтов на деформацию Т-образного элемента, поэтому деформация стержней болтов является перемещением жесткой заделки в представленной расчетной схеме. Перемещение в половинном масштабе Т-образного элемента определено по формуле (7)

$$\delta_T = \frac{F_T m^3}{12E_y I_T} + \delta_{bo}. \quad (7)$$

где δ_T – перемещение Т-образного элемента при действии нагрузки F_T ;

δ_{bo} – удлинение болтов;

I_T – момент инерции поперечного сечения Т-образного элемента, при расчете полки колонны, $I_T = I_c$, I_c является моментом инерции полки колонны, при расчете фланца, $I_T = I_f$, I_f является моментом инерции фланца.

С применением метода предельного равновесия удлинение болтов составляет деформацию фланца на сжатие от предварительного натяжения. Отношение площади фланца на сжатие от предварительного натяжения к расчетной площади стержней болтов составляет 10. Расчет удлинения болтов выполнен по формуле (8)

$$\delta_{bo} = \frac{(F_{T,i}/2)l_{bo}}{11E_y A_{bo}}. \quad (8)$$

Итак, коэффициент жесткости Т-образного k_T в этом случае $k_{T,1}$ элемента определен по формуле (9)

$$k_{T,1} = \frac{F_{T,i}}{\delta_T E_y} = \frac{1}{\frac{m^3}{12I_T} + \frac{l_{bo}}{22A_{bo}}}. \quad (9)$$

В случае увеличения изгибной жесткости фланца, разрушение ФС происходит вследствие разрыва болтов при частичном развитии пластических деформации во фланце. На рис. 6 показана расчетная схема Т-образного элемента при этой ситуации. Шарнир находится на двух краях полки Т-образного элемента. Перемещение Т-образного элемента определено по формуле (10)

$$\delta_T = \frac{F_{T,i} l_T^3}{2 \cdot 48 E_y I_T} [F_{T,i}/2 - F_{bo} (3\alpha_T - 4\alpha_T^3)]. \quad (10)$$

где F_{bo} – усилие в болтах, $F_{bo} = F_{T,i}/2$;

l_T – расчетный пролет, $l_T = 2(e + m)$;

α_T – отношение e к расчетному пролету, $\alpha_T = e/l_T$.

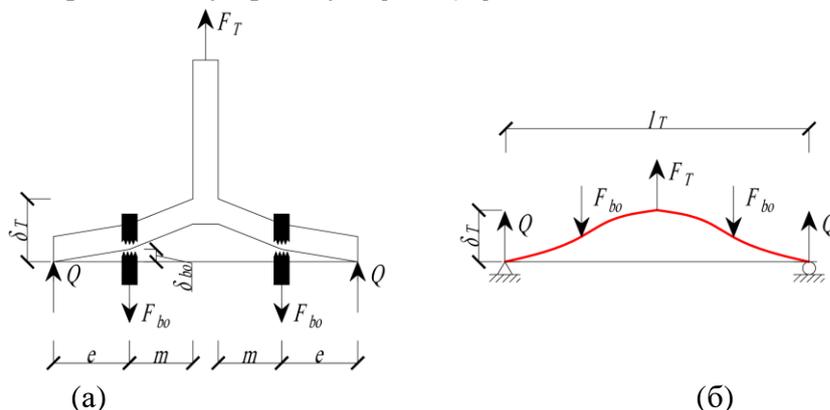


Рисунок 4 – Расчетная схема Т-образного элемента: а) распределение усилий в Т-образном элементе, б) расчетная схема:
 Q – рычажная сила

Необходимо проанализировать отношение между F_{bo} , F_T и Q . Выполнено исследование работы болтов ФС с учетом рычажной силы и представлены рекомендации по определению ее величины [27, 28]. Представлена следующая предпосылка. Удлинение болтов δ_{bo} составляет сумму перемещения полки колонны δ_c и перемещения фланца δ_f . Перемещение фланца на соответствующей паре болтов определено по формуле (11)

$$\delta_f = \frac{F_{T,i} l_T^3}{24 E_y I_f} [1 - \frac{q}{a+q}]. \quad (11)$$

где q – коэффициент, $q = \frac{l_T^3}{24} (3\alpha_T - 4\alpha_T^3)$;

a – коэффициент, $a = \frac{l_{bo}}{(\frac{1}{I_f} + \frac{1}{I_c}) A_{bo}}$.

Коэффициент жесткости Т-образной модели в данном случае $k_{T,2}$ определяется по формуле (12)

$$k_{T,2} = \frac{F_{T,i}}{\delta_T E_y}. \quad (12)$$

Если принять для фланца значительную изгибную жесткость, разрушение ФС происходит при разрыве болта. На рис. 5 показана расчетная схема. В этом случае не учитывается рычажная сила благодаря жесткому деформированию фланца. Прочность болтов контролирует механизм разрушения Т-образного элемента, поэтому перемещение элемента составляет удлинение болтов. Коэффициент Т-образного элемента $k_{T,3}$ определено по формуле (13)

$$k_{T,3} = k_{bo} = \frac{2 \sum_i F_{T,i} l_{bo}}{F_{T,i} A_{bo}} \quad (13)$$

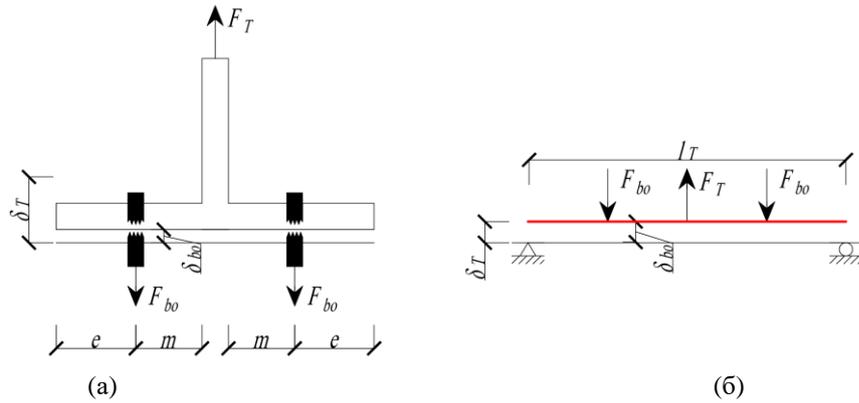


Рисунок 5 – Расчетная схема T-образного элемента с полкой значительной изгибной жесткости: а) распределение усилий в T-образном элементе, б) расчетная схема

Использован метод наложения жесткости для оценки деформации фланца внутренней зоны [29]. На рис. 6 показана расчетная схема. Стенка балки и полка балки работают, как жесткая заделка для внутренней зоны фланца.

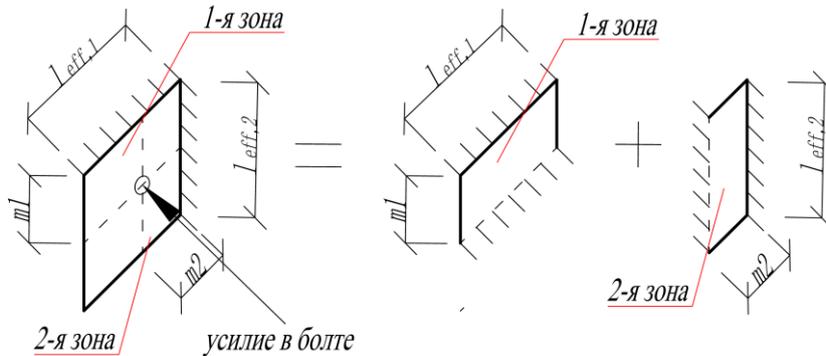


Рисунок 6 – Расчетная схема фланца внутренней зоны:
 $l_{eff,i}$ – расчетная ширина внутренней зоны

Следует предположить, что стержень болтов работает также, как жесткая заделка, потому что предварительное натяжение создает крепкое соединение полки колонны с фланцем. Изгибная жесткость внутренней зоны фланца $k_{f,b}$ определена по формуле (14)

$$k_{f,b} = k_{f,b,1} + k_{f,b,2} \quad (14)$$

где $k_{f,b,1}$, $k_{f,b,2}$ – коэффициенты жесткости 1-й и 2-й внутренней зоны фланца.

Перемещение и коэффициент жесткости фланца внутренней зоны определяется по формулам (15)-(17)

$$\delta_1 = \frac{F_{T,i} m_1^3}{12 E_y I_1} \quad (15)$$

$$\delta_2 = \frac{F_{T,i} m_2^3}{12 E_y I_2} \quad (16)$$

$$k_{f,b} = 12 \left(\frac{I_1}{m_1^3} + \frac{I_2}{m_2^3} \right) \quad (17)$$

где I_1, I_2 – моменты инерции сечений 1-й и 2-й внутренней зоны фланца.

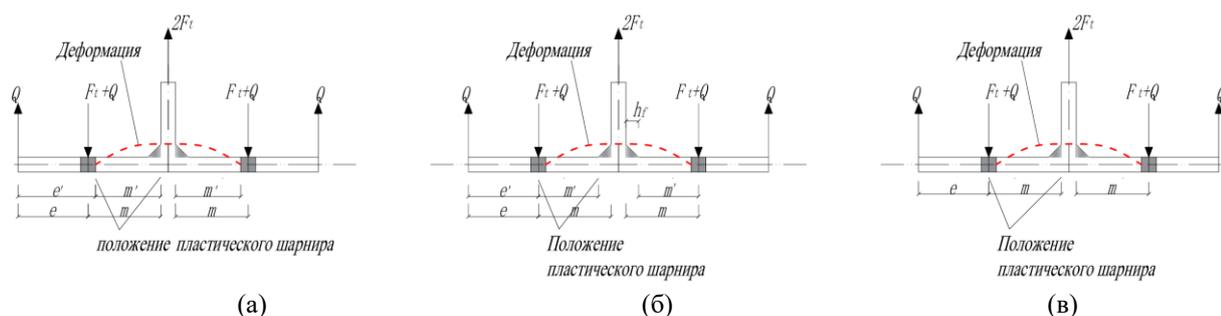


Рисунок 7 – Развитие пластического шарнира в Т-образном элементе: а) предлагаемое расположение пластического шарнира из публикации [30], б) в Еврокоде-3 [20] и в СП 294.1325800.2017 [23], в) в норме JGJ 82-2011 [26]

m – расчетная ширина пластического шарнира, e – расчетное расстояние от кромки Т-образного элемента до места пластического шарнира

На рис.7 показаны три варианта развития пластического шарнира. Различие в расчетной ширине ПШ приводит к разным расчетным результатам по рекомендациям в нормах. Величина m влияет на расчетное значение рычажной силы, несущей способности общего соединения. В китайской норме JGJ 82-2011 [26] расчетная ширина ПШ составляет расстояние от корня Т-образного элемента до оси болта. В американской норме [30] рекомендуют в качестве расчетной ширины ПШ принимать минимальное значение между $3,5e$ и расстоянием от корня Т-образного элемента до отверстия под болт. В Еврокоде-3 [20] для оценки несущей способности ФС за ширину ПШ принимают расстояние от корня сварного шва до оси болта. В российской норме отсутствуют такие рекомендации о ПШ Т-образного элемента, но в таблице 2.1 серии 2.440-2 выпуска 7 [31] есть рекомендация по определению предельного изгибающего момента по нагруженным болтам.

На основании разработанной методики для оценки изгибающего момента можно сделать вывод, что расчетная начальная изгибная жесткость увеличивается при уменьшении расчетной ширины ПШ. Уменьшение расчетного плеча усилия в болтах ведет к уменьшению толщины фланца и деформации болтов. В данной работе в качестве расчетной ширины ПШ с учетом влияния отверстия под болт на ослабление сечения полки Т-образного элемента рекомендуется принять $m = m - 0.8d_o$ (где d_o – диаметр отверстий под болт).

Результаты исследования и их анализ

Верификация точности разработанной методики выполняется в ходе проведения численных экспериментов. В качестве проверенных объектов приняты образцы *D*, *E* из работы [32], образец *JS4* из работы [33], образцы *SC2*, *SC4*, *SC8* из работы [34], образцы *ST*, *A1*, *A2*, *B1* и *B2* из работы [35], образец *SEP1.00* из работы [36]. В таблице 1 представлены расчетные результаты. При расчете в качестве расчетной ширины внешней зоны ФС принято $\frac{b}{2}$ (где b – ширина фланца).

Таблица 1 – Расчетные результаты по разработанной методике

Образец	$K_{y,e}$, kN·m/rad	Механизм разрушения	$K_{y,1}$	$\frac{K_{y,1}}{K_{y,e}}$	$K_{y,2}$	$\frac{K_{y,2}}{K_{y,e}}$	$K_{y,3}$	$\frac{K_{y,3}}{K_{y,e}}$	$K_{y,4}$	$\frac{K_{y,4}}{K_{y,e}}$
<i>D</i>	16600	П	8261	0,50	17671	1,06	14537	0,88	14913	0,90
<i>E</i>	17500	П	10882	0,62	19857	1,13	18702	1,07	17420	1,00
<i>JS4</i>	10924	П	4812	0,44	11764	1,08	11525	1,06	10019	0,92
<i>SC2</i>	52276	Б	41861	0,80	58788	1,12	55758	1,07	50871	0,97
<i>SC4</i>	51535	Ф	28430	0,55	51150	0,99	48306	0,94	45127	0,88

Продолжение таблицы 1

SC8	41634	Ф, Б	23284	0,56	44184	1,06	41407	0,99	38354	0,92
ST	10571	Ф	6510	0,62	11284	1,07	11867	1,12	9927	0,94
AI	9784	Ф	5912	0,60	10661	1,09	11205	1,15	9199	0,94
A2	9538	Ф	7038	0,74	11866	1,24	12483	1,31	10454	1,10
BI	10471	Ф	7083	0,68	12378	1,18	12978	1,24	10616	1,01
B2	10282	Ф	6221	0,61	10798	1,05	11393	1,11	9602	0,93
SEP1.00	10100	К	4652	0,46	10496	1,04	7793	0,77	8753	0,87
Среднее назначение			-	0,60	-	1,09	-	1,06	-	0,95

Примечание:

Ф – развитие ПШ во фланце и разрушение сварного шва, который прикрепляет балку к фланцу;

Б – разрыв болтов;

П – развитие ПШ в полке балки;

К – развитие ПШ в полке колонны;

$K_{y,e}$ – начальная изгибная жесткость образцов экспериментов;

$K_{y,1}$ – расчетная изгибная жесткость на основе рекомендации по положению ПШ в китайской норме; $K_{y,2}$ – расчетная жесткость в соответствии с американской нормой;

$K_{y,3}$ – расчетная жесткость в соответствии с Еврокодом-3 и российской нормой;

$K_{y,4}$ – расчетная жесткость в соответствии с шириной ПШ, которая составляет $t' = t - 0.8d_o$.

Согласно сведениям, приведенным в таблице 1, следует, что разработанная методика оценки начальной изгибной жесткости с $t' = t - 0.8d_o$ обладает высокой точностью и надежностью по сравнению с расчетными результатами на основании рекомендации по положению ПШ в разных нормативных документах. Результаты показывают, что с уменьшением величины t' и расчетной ширины Т-образного элемента изгибная жесткость уменьшается.

В СП 294.1325800.2017 [23] представлены 7 сочетаний диаметра болтов и толщины фланца, в том числе болты М24 и М27, фланец толщиной 20мм, 25мм, 30мм и 40мм. На рис.8 и рис.9 показана зависимость толщины фланца t_f от начальной жесткости ФС, полученной по разработанной методике. На рис.8 принята балка и колонна образца Е из таблицы 1 в качестве соединенных элементов, а на рис.9 – зависимость t_f от жесткости соединения балки 40Б2 с колонной 35К2.

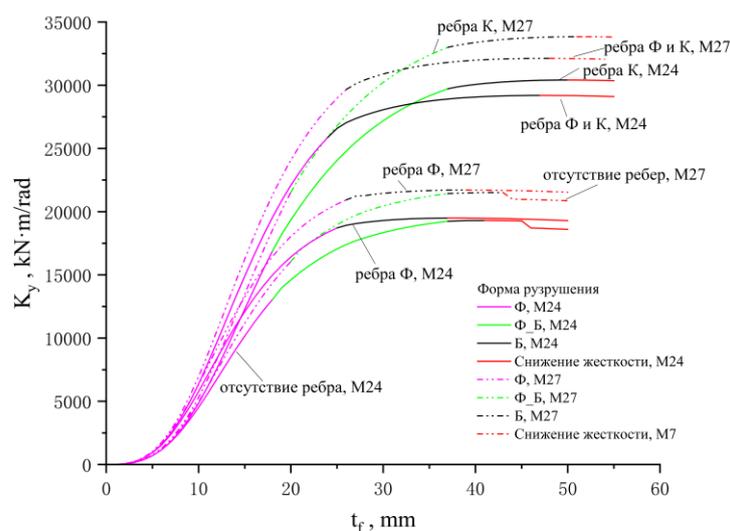


Рисунок 8 – Зависимость толщины фланца от начальной изгибной жесткости четырех разных видов ФС с болтами М24 или с болтами М27 балки с колонной образца Е в таблице 1, в том числе отсутствие ребер, наличие ребер фланца (Ф), наличие ребер колонны (К) и наличие двух типов ребер

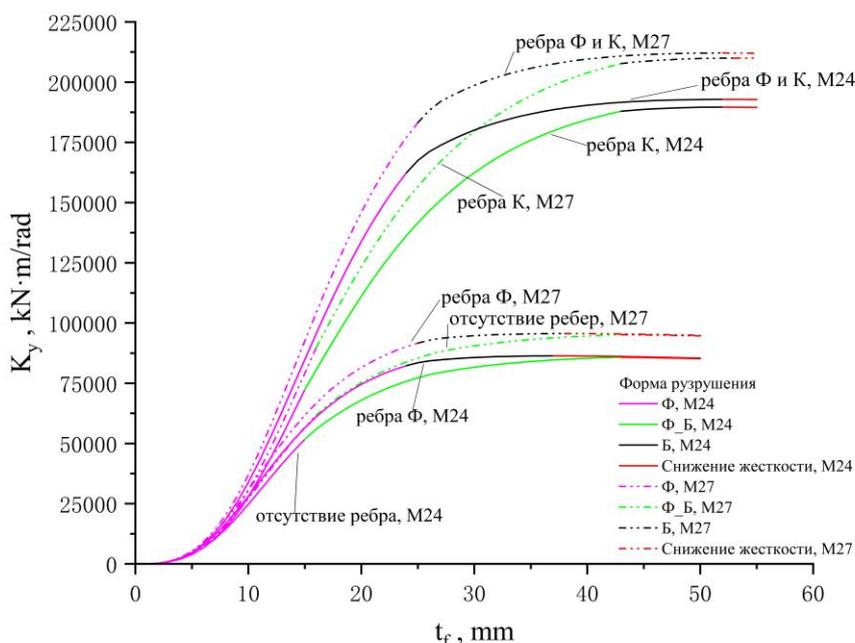


Рисунок 9 – Зависимость толщины фланца от начальной изгибной жесткости четырех разных видов ФС с болтами M24 или с болтами M27 балки 40Б2 с колонной 35К2, в том числе отсутствие ребер, наличие ребер фланца (Ф), наличие ребер колонны (К) и наличие двух типов ребер

На рис.8 видно, что развитие зависимости t_f от жесткости ФС с разными болтами аналогичны друг другу. При наличии ребер фланца и отсутствии ребер колонны жесткость по величине больше жесткости ФС при отсутствии ребер в случае полностью развития ПШ во фланце и в случае частично развития ПШ во фланце и разрыве болтов одновременно. Установка ребер жесткости колонны ведет к значительному повышению жесткости по сравнению с ФС при отсутствии ребер. Использование болтов с большим диаметром также позволяет повысить жесткость. Наличие ребер или изменение диаметра болтов влияет на механизм разрушения несущественно.

Ребро жесткости колонны работает более эффективно при наличии колонны с большим размером, потому что усиленная площадь участка стенки колонны также становится больше. В этих узлах балки с колонной ПШ в Т-образном элементе полностью развивается при использовании болтов M24 и фланце толщиной 20мм. ПШ в Т-образном элементе частично развивается и болты разрушаются с использованием болтов M24, M27 и фланце толщиной 25мм, и также в случае использования болтов M24, M27 и фланце толщиной 30мм при отсутствии ребер фланца. В остальных ситуациях ($d_{bo} = 24, 27mm$ и $t_f = 30, 40mm$) болты контролируют прочность ФС.

Выводы

В данной статье проанализирована начальная изгибная жесткость ФС, разработана методика для оценки жесткости на основании компонентного метода в Еврокоде-3 с использованием Т-образного элемента, также выявлено влияние положения пластического шарнира на расчетный результат. Можно сделать следующие выводы:

1. В разных нормативных документах предпосылки расчета ФС отличны друг от друга по положению пластического шарнира в Т-образном элементе;

2. Разработанные методики обладают высокой точностью и запасом жесткости и среднее значение $\frac{K_{y,A}}{K_{y,e}}$ составляет 0,95, поэтому предложено в качестве ширины пластического шарнира принять расстояние от края отверстия под болт до корня полки Т-образного элемента и для расчета используется $m' = m - 0.8d_o$;
3. Наличие ребер жесткости и увеличение диаметра болтов позволяет повысить жесткость ФС и установка ребер жесткости колонны позволяет значительно повысить жесткость узла балки с колонной.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

32. Данилов А.Н. Развитие отрасли стального строительства // Промышленное и гражданское строительство. 2021. №10. С.4-8.
33. Сон М.П., Землянухин А.Д. Моделирование фланцевого соединения в расчетном комплексе Ansys // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. 2017. №1(2). С. 73-79.
34. Jayarajan P. Characterization of connections in the seismic assessment of steel moment resisting frames // Journal of Structural Engineering. 2022. №4 (49). С. 306-317.
35. Qin J., Pan J., Wang Z., Wang P., Chen S. Initial rotational stiffness of end-plate connections based on the theory of plates and shells // Journal of Building Engineering. 2021. (41). С. 1-11.
36. Zhang W., Huang Z., Lai C., Lin H. Calculation of Initial Rotational Stiffness for Stiffened Extended End Plate Connection of Portal Frame // Journal of Architecture and Civil Engineering. 2011. №3 (28). С. 113-118.
37. Lu S., Wang Z., Pan J., Wang P. The Seismic Performance Analysis of Semi-rigid Spatial Steel Frames Based on Moment-Rotation Curves of End-plate Connection // Structures. 2022. (36). С. 1032-1049.
38. Перельмутер А.В., Крикунов Э.З., Юриченко В.В. Проектирование болтовых фланцевых соединений согласно Eurocode и украинским нормам: согласованность и противоречия // Металлические конструкции. 2010. №2(16). С.93-104.
39. Shi Y., Shi G., Wang Y. A simplified calculation method for moment-rotation curve of semi-rigid end-plate connections // China Civil Engineering Journal. 2006. №3(39). С. 19-23.
40. Сон. М.П. Фланцевые соединения в строительных конструкциях // Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика. 2018. №1 (29). С. 125-136.
41. Ozkılıç Y.O., Topkaya C. Extended end-plate connections for replaceable shear links // Engineering Structures. 2021. (240). С. 1-19.
42. Ozkılıç Y.O. Cyclic and monotonic performance of stiffened extended end-plate connections with large-sized bolts and thin end-plates // Bulletin of Earthquake Engineering. 2022. (20). С. 7441-7475.
43. Forfria J.J.J.C., Amador A.M.G., Gonzalez A.Q., Fernandez L.P. Investigating the T-stub connection with different web-to-flange joint configurations // Engineering Structures. 2023. (294). С. 1-17.
44. Francavilla A.B., Latour M., Tan P.J., Rizzano G. Ultimate behaviour of bolted beam-to-column connections in large rotations // Proceedings in civil engineering. 2023. (208). С. 2201-2205.
45. Семенов А.А., Маляренко А.А., Порываев И.А., Сафиуллин М.Н. Напряженно-деформированное состояние высокопрочных болтов фланцевых соединений в крупнительных стыках стропильных ферм // Инженерно-строительный журнал. 2014. №5. С. 54-62.
46. Шафрай К.А., Шафрай С.Д. Прочность сварных швов фланцевых соединений стальных конструкций // Известия вузов. Строительство. 2018. №8. С. 36-47.
47. Шафрай К.А., Шафрай С.Д. Особенность работы фланцевых соединений строительных конструкций. Контактные напряжения и рычажные силы // Известия вузов. Строительство. 2013. №11. С. 89-96.
48. Ozkılıç Y.O., Topkaya C. The plastic and the ultimate resistance of four-bolt extended end-plate connections // Journal of Constructional Steel Research. 2021. (181). С. 1-19.
49. Hu J.W., Leon R.T., Park T., Mechanical modeling of bolted T-stub connections under cyclic loads Part I: Stiffness modeling // Journal of Constructional Steel Research. 2011. (67). С. 1710-1718.
50. Luo L., Du M., Yuan J., Shi J., Yu S., Zhang Y. Parametric analysis and stiffness investigation of extended end-plate connection // Materials. 2020. №13 (22). С. 1-30.
51. EN 1993-1-8(2005): Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints.
52. AISC Manual of steel construction: Load & Resistance Factor Design, Second Edition, LRFD, 2 nd Edition (Volume 2: Connections).
53. ANSI/AISC 358-16. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications.
54. СП 294.1325800.2017 Стальные конструкции. Правила проектирования.
55. СТО АРСС 11251254.001-021.01 Руководство по проектированию стальных конструкций многоэтажных зданий (Часть 2. Узлы) (в развитие СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции»).
56. GB 51022-2015 Technical code for steel structure of light-weight building with gabled frames.
57. JGJ 82-2011 Technical specification for high strength bolt connections of steel structures.

58. Liu X., Zeng M., Wang Y. Research on design methods of high strength bolt T-stub tensile connections // *Progress in Steel Building Structures*. – 2023. – № 2(25). – С. 23-31.
59. Zhang S., Chai C. Discussion on Calculation of Tensile Bearing Capacity and Prying Force in End Plate Joints // *Steel Structures*. – 2022. – № 5(37). – С. 44-50.
60. Shi G., Shi Y., Wang Y. Calculation method on moment-rotation curves of beam-to-column semirigid end-plate connections // *Engineering Mechanics*. – 2006. – № 5(23). – С. 67-73.
61. AISC. *Steel Construction Manual*. 16th Ed.
62. Серия 2.440-2 Узлы стальных конструкций зданий промышленных предприятий. Выпуск 7 Болтовые фланцевые рамные соединения балок с колоннами стальных каркасов зданий и сооружений.
63. Guo B., Gu Q., Liu F. и Zhao K. Experimental Research on Hysteretic Behavior of End-plate Beam-column connections // *Journal of Building Structures*. – 2002. – № 3(22). – С. 8-13.
64. Guo B., Wang L., Wang Y., Shi Y., Tian H. Experimental study on rotational stiffness of steel frame beam-column connections // *Journal of Building Structures*. – 2011. – № 10(32). – С. 82-89.
65. Shi G., Shi Y., Wang Y., Li S., Chen H. Experimental study of semirigid end-plate connections in multi-story steel frames // *Journal Tsinghua University (Sci & Tech)*. – 2004. – № 3(44). – С. 391-394.
66. Qin J., Pan J., Wang Z., Wang P., Chen S. Initial rotational stiffness of end-plate connections based on the theory of plates and shells // *Journal of Building Engineering*. – 2021. – (41). – С. 1-11.
67. Abidelah A., Bouchair A., Kerdal D.E. Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2012. – (76). – С. 13-27.

REFERENCES

1. Danilov A.N. Steel construction development // *Industrial and Civil engineering*. 2021. No.10. Pp.4-8. (rus)
2. Son M.P., Zemlyanukhin A.D. Modeling of the flange connection in the settlement complex Ansys // *Modern Technologies in construction. Theory and Practice*. 2018. Vol. 2. No. 1. Pp.73-79. (rus)
3. Jayarajan P. Characterization of connections in the seismic assessment of steel moment resisting frames // *Journal of Structural Engineering*. 2022. Vol. 49. No. 4. Pp. 306-317.
4. Qin J., Pan J., Wang Z., Wang P., Chen S. Initial rotational stiffness of end-plate connections based on the theory of plates and shells // *Journal of Building Engineering*. 2021. Vol. 41. Pp. 1-11.
5. Zhang W., Huang Z., Lai C., Lin H. Calculation of Initial Rotational Stiffness for Stiffened Extended End Plate Connection of Portal Frame // *Journal of Architecture and Civil Engineering*. 2011. Vol. 28. No. 3. Pp. 113-118.
6. Lu S., Wang Z., Pan J., Wang P. The Seismic Performance Analysis of Semi-rigid Spatial Steel Frames Based on Moment-Rotation Curves of End-plate Connection // *Structures*. 2022. Vol. 36. Pp. 1032-1049.
7. Perel'muter A.V., Kriskunov E.Z., Yurchenko V.V. Design of flange bolt connections according to the Eurocode and Ukrainian codes: coordination and contradictions // *Metal Constructions*. 2010. Vol. 16. No.2. Pp.93-104. (rus)
8. Shi Y., Shi G., Wang Y. A simplified calculation method for moment-rotation curve of semi-rigid end-plate connections // *China Civil Engineering Journal*. 2006. Vol. 39. No. 3. Pp. 19-23.
9. Son M.P. Flange connections in building constructions // *PNRPU. Applied ecology. Urban development*. 2018. Vol. 29. No. 1. Pp. 125-136. (rus)
10. Ozkılıç Y.O., Topkaya C. Extended end-plate connections for replaceable shear links // *Engineering Structures*. 2021. Vol. 240. Pp. 1-19.
11. Ozkılıç Y.O. Cyclic and monotonic performance of stiffened extended end-plate connections with large-sized bolts and thin end-plates // *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2022. Vol. 20. Pp. 7441-7475.
12. Forfria J.J.J.C., Amador A.M.G., Gonzalez A.Q., Fernandez L.P. Investigating the T-stub connection with different web-to-flange joint configurations // *Engineering Structures*. 2023. Vol. 294. Pp. 1-17.
13. Francavilla A.B., Latour M., Tan P.J., Rizzano G. Ultimate behaviour of bolted beam-to-column connections in large rotations // *Proceedings in civil engineering*. 2023. Vol. 208. Pp. 2201-2205.
14. Semenov A.A., Malyarenko A.A., Porivaev I.A., Safiullin M.N. Stress-strain behavior investigation of friction grip bolts in flange joints of trusses // *Magazine of Civil Engineering*. 2014. No. 5. Pp. 54-62. (rus)
15. Shafaray K.A., Shafaray S.D. Strength of welds flanges steel structures // *News of higher educational institutions. Construction*. 2018. No. 8. Pp. 36-47. (rus)
16. Shafaray K.A., Shafaray S.D. Features the work of flanged connections for building structures. Contact pressures and prying forces // *News of higher educational institutions. Construction*. 2013. No. 11. Pp. 89-96.(rus)
17. Ozkılıç Y.O., Topkaya C. The plastic and the ultimate resistance of four-bolt extended end-plate connections // *Journal of Constructional Steel Research*. 2021. Vol. 181. Pp. 1-19.
18. Hu J.W., Leon R.T., Park T., Mechanical modeling of bolted T-stub connections under cyclic loads Part I: Stiffness modeling // *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. Vol. 67. Pp. 1710-1718.
19. Luo L., Du M., Yuan J., Shi J., Yu S., Zhang Y. Parametric analysis and stiffness investigation of extended end-plate connection // *Materials*. 2020. Vol. 22. No. 13. Pp. 1-30.
20. EN 1993-1-8(2005): Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints.

21. AISC Manual of steel construction: Load & Resistance Factor Design, Second Edition, LRFD, 2nd Edition (Volume 2: Connections).
22. ANSI/AISC 358-16. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications.
23. SP 294.1325800.2017 Steel structures. Design rules.
24. STO ARSS 11251254.001-021.01 Guide to designing steel structures of multi-storey buildings (Part 2. Nodes) (in development of SP 16.13330.2017 "Steel structures").
25. GB 51022-2015 Technical code for steel structure of light-weight building with gabled frames.
26. JGJ 82-2011 Technical specification for high strength bolt connections of steel structures.
27. Liu X., Zeng M., Wang Y. Research on design methods of high strength bolt T-stub tensile connections // Progress in Steel Building Structures. – 2023. – Vol. 25. No. 2. Pp. 23-31.
28. Zhang S., Chai C. Discussion on Calculation of Tensile Bearing Capacity and Prying Force in End Plate Joints // Steel Structures. – 2022. – Vol. 37. No. 5. Pp. 44-50.
29. Shi G., Shi Y., Wang Y. Calculation method on moment-rotation curves of beam-to-column semirigid end-plate connections // Engineering Mechanics. – 2006. – Vol. 23. No. 5. Pp. 67-73.
30. AISC. Steel Construction Manual. 16th Ed.
31. Series 2.440-2 Joints of steel structures of industrial buildings. Issue 7 Bolted flanged frame connections of beams with columns of steel frames of buildings and structures.
32. Guo B., Gu Q., Liu F. и Zhao K. Experimental Research on Hysteretic Behavior of End-plate Beam-column connections // Journal of Building Structures. – 2002. – Vol. 22. No. 3. – Pp. 8-13.
33. Guo B., Wang L., Wang Y., Shi Y., Tian H. Experimental study on rotational stiffness of steel frame beam-column connections // Journal of Building Structures. – 2011. – Vol. 32. No. 10. – Pp. 82-89.
34. Shi G., Shi Y., Wang Y., Li S., Chen H. Experimental study of semirigid end-plate connections in multi-story steel frames // Journal Tsinghua University (Sci & Tech). – 2004. – Vol. 44. No. 3. – Pp. 391-394.
35. Qin J., Pan J., Wang Z., Wang P., Chen S. Initial rotational stiffness of end-plate connections based on the theory of plates and shells // Journal of Building Engineering. – 2021. – Vol. 41. – Pp. 1-11.
36. Abidelah A., Bouchair A., Kerdal D.E. Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners // Journal of Constructional Steel Research. – 2012. – Vol. 76. – Pp. 13-27.

Информация об авторах

Сунь Гофэн

ФГБОУ ВО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина», г. Екатеринбург, Россия,
аспирант кафедры строительных конструкций и механик грунтов,
E-mail: gofen.sun@urfu.ru

Миронова Людмила Ивановна

ФГБОУ ВО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина», г. Екатеринбург, Россия,
д-р пед. наук, канд. техн. наук, проф. кафедры строительных конструкций и механик грунтов,
E-mail: mironovali@urfu.ru

Лю Чун

ФГБОУ ВО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина», г. Екатеринбург, Россия,
аспирант кафедры технологии и организации строительства,
E-mail: lc996463232@163.com

Information about authors

Sun Guofeng

Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltzin, Yekaterinburg, Russia,
graduate student of the dep. of civil engineering and soil mechanics
E-mail: gofen.sun@urfu.ru

Mironova Lyudmila I.

Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltzin, Yekaterinburg, Russia,
doctor in ped. sc., candidate in tech. sc., prof. of the dep. of civil engineering and soil mechanics
E-mail: mironovali@urfu.ru

Liu Chong

Ural Federal University named after the first President of Russia B.N. Yeltzin, Yekaterinburg, Russia,
graduate student at the department of construction technology and organization
E-mail: lc996463232@163.com

А.Г. ТАМРАЗЯН¹, Д.С. БАРЯК¹

¹ ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

СЦЕПЛЕНИЕ КОРРОЗИОННО-ПОВРЕЖДЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ОГНЕВОМ ВОЗДЕЙСТВИИ

Аннотация. Рассматривается изменение сцепления арматуры с бетоном в железобетонных конструкциях при одновременном воздействии коррозии и высоких температур. Анализ выполнен с использованием аналитических моделей и данных нормативной литературы для оценки изменений прочностных характеристик арматуры и бетона в условиях повышенной температуры и коррозионных повреждений. Учтены термические и коррозионные воздействия, влияющие на снижение сцепления арматуры, прочности материалов, а также на внутренние напряжения, возникающие из-за различий в коэффициентах теплового расширения, стали и бетона. Показано, что при значительных температурах и высоком уровне коррозии сцепление арматуры с бетоном существенно снижается. Приведенные модели и расчетные зависимости позволяют выполнять предварительную оценку надежности железобетонных конструкций и их огнестойкости в условиях коррозионного воздействия.

Ключевые слова: арматура, коррозия, железобетонные конструкции, сцепление, огнестойкость, высокая температура, прочность бетона.

A.G. TAMRAZYAN¹, D.S. BARYAK¹

¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

BONDING OF CORROSION-DAMAGED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS IN CASE OF FIRE IMPACT

Abstract. This paper examines the bond strength between reinforcement and concrete in reinforced concrete structures under combined effects of corrosion and high temperatures. The analysis employs analytical models and regulatory data to evaluate changes in the strength characteristics of reinforcement and concrete under elevated temperatures and corrosion damage. Thermal and corrosion effects influencing bond strength reduction, material strength degradation, and internal stresses due to differences in thermal expansion coefficients of steel and concrete were taken into account. Results indicate that under high temperatures and significant corrosion levels, bond strength between reinforcement and concrete decreases considerably. The presented models and calculation dependencies allow for a preliminary assessment of the reliability and fire resistance of reinforced concrete structures under corrosion conditions.

Keywords: reinforcement, corrosion, reinforced concrete structures, bond strength, fire resistance, high temperature, concrete strength.

Введение

Изменение сцепления арматуры с бетоном в железобетонных конструкциях под воздействием высоких температур и коррозионных повреждений является важной задачей для повышения надежности и огнестойкости конструкций в условиях эксплуатации. Современные модели сцепления, такие как диаграммный метод расчета, учитывают нелинейные деформационные характеристики материалов и изменения прочностных свойств арматуры и бетона под нагрузкой [1–4].

Эти подходы позволяют достоверно оценить взаимодействие арматуры и бетона в различных условиях, однако требуют корректировки для учета специфических воздействий, таких как нагрев и коррозия, действующих одновременно.

Проблема коррозионного повреждения арматуры и его влияния на сцепление с бетоном подробно изучалась в ряде исследований [5–8]. В данных исследованиях продемонстрировано, что коррозия приводит к разрушению контактного слоя бетона и образованию трещин, что снижает сцепление на 15–30 % [9]. Также отмечена зависимость между глубиной коррозионного поражения арматуры и потерей сцепления с бетоном, что приводит к значительному ослаблению несущей способности железобетонных конструкций [10-12].

Температурные воздействия также оказывают существенное влияние на сцепление арматуры с бетоном. В зарубежных исследованиях отмечается, что при температуре выше 500 °С сцепление между арматурой и бетоном может снижаться на 50 % и более [13-15]. В данных работах также подчеркивается, что термическое разложение материалов приводит к значительным изменениям прочностных характеристик железобетонных конструкций, что необходимо учитывать при проектировании на огнестойкость [16, 17].

Комплексное влияние коррозии и высоких температур на железобетонные конструкции остается недостаточно изученным, хотя известны данные о снижении прочности бетона и модуля упругости арматуры под воздействием этих факторов [18-20]. Эти аспекты требуют разработки корректных расчетных моделей, позволяющих оценить сцепление арматуры и бетона с учетом теплового расширения и коррозии [7, 21- 24].

В данной работе приводятся модели и зависимости для оценки сцепления арматуры с бетоном в условиях высоких температур и коррозии.

Модели и методы исследования

Для анализа и эксперимента предлагаются зависимости изменения сцепления арматуры с бетоном. Экспериментальные исследования проводятся для железобетонных колонн сечением 150×150 мм и высотой 1200 мм, армированных продольной арматурой диаметром 12 мм класса А500С и поперечной арматурой диаметром 6 мм с шагом 200 мм. В качестве метода коррозионного воздействия применяется ускоренная коррозия, позволяющая достигать контролируемого уровня повреждений, аналогичных тем, которые наблюдаются в конструкциях при долговременной эксплуатации [5, 6]. С ростом уровня коррозии снижение сцепления становится более значительным, поскольку контактная площадь между арматурой и бетоном уменьшается более чем пропорционально. Предложенные зависимости построены на обоснованных допущениях, что уменьшение поперечного сечения арматуры на 15 % и 30 % приведет к различным уровням снижения сцепления, которые соответствуют расчетным значениям в предыдущих исследованиях [7, 9]. Такой подход предполагает применение моделей с учетом стадий износа, характерных для железобетонных конструкций.

Для определения вышеописанных зависимостей, опытные образцы в течение 30 минут будут подвергаться нагреву в огневой камере согласно стандартному режиму пожара по ГОСТ 30247.0-94, характеризуемый следующей зависимостью:

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1) \quad (1)$$

где T - температура в печи, соответствующая времени t , °С;

T_0 - температура в печи до начала теплового воздействия (принимают равной температуре окружающей среды), °С;

t - время, исчисляемое от начала испытания, мин.

Во время огневых испытаний к образцам прикладывается нагрузка равная 60% от разрушающей. Это время и температурное воздействие рассчитаны для создания условий, максимально приближенных к реальным эксплуатационным нагрузкам в случае пожара [13, 14]. Снижение сцепления при таком нагреве значительно [10]. Расчетные значения несущей

способности при условии, что арматура, испытывающая наибольшее тепловое воздействие, теряет часть несущей способности, пропорциональны температуре и степени коррозии.

Продукты коррозии, особенно при нагреве, увеличиваются в объеме, что создаёт дополнительное давление на защитный слой бетона [6, 7]. При температуре нагрева продукты коррозии переходят в менее плотные модификации, которые, расширяясь, оказывают значительное давление на бетон, что способствует образованию и раскрытию трещин [8, 11].

Тепловое расширение арматуры и бетона также учитывается как значимый фактор, так как различие в коэффициентах линейного расширения стали и бетона вызывает внутренние напряжения на границе раздела материалов. Температурное расширение рассчитывается по формуле:

$$\Delta L = L_0 \cdot \alpha \cdot T, \quad (2)$$

где:

ΔL — изменение длины, мм;

L_0 — начальная длина, мм;

α — коэффициент линейного температурного расширения (для стали $\alpha_s \approx 1.2 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$, для бетона $\alpha_b \approx 1.0 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$ [13]).

Разница в температурных расширениях стали и бетона способствует снижению сцепления при нагреве и увеличению внутренних напряжений на границе контакта материалов (появление растрескивания и разрыву контактной зоны), что также учитывается в модели [9]. При небольших температурах дополнительные усилия в зоне контакта могут увеличить сцепление, за счет более сильного обжатия арматуры бетоном, однако при росте температуры этот фактор нивелируется.

В результате учета негативных факторов, связанных с влиянием температуры на сцепление, проведена попытка прогнозирования функции, наиболее близко описывающей экспериментальные данные (рисунок 1).

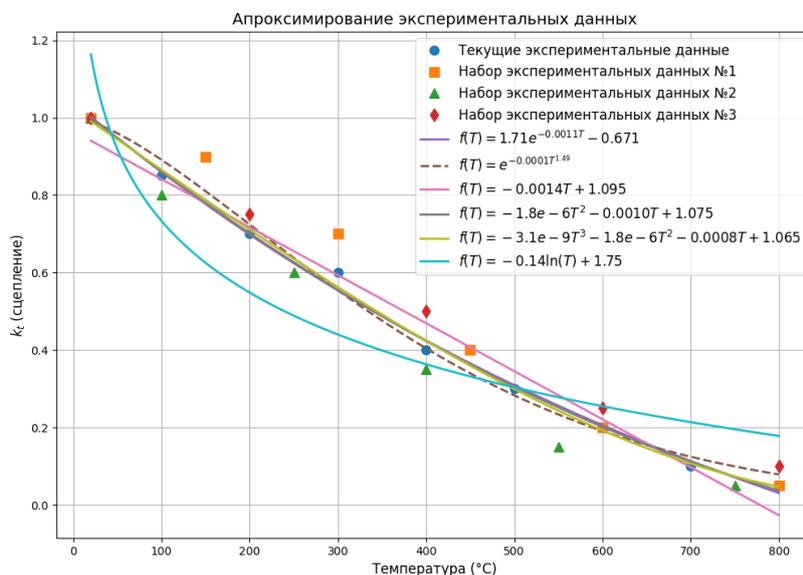


Рисунок 1 — Аппроксимация экспериментальных данных зависимости сцепления от температуры

Давление продуктов коррозии также нелинейно влияет на сцепление. Приближенно рассматриваются три стадии:

1. На ранней стадии коррозии сцепление между арматурой и бетоном увеличивается. Это связано с тем, что продукты коррозии заполняют поры бетона вокруг

арматуры, создавая дополнительное механическое сцепление. Формула может быть представлена как линейная функция:

$$k_{c1} = 1 + \alpha_{c1} \cdot C, \quad (3)$$

где α_{c1} — эмпирический коэффициент на первой стадии.

2. При достижении критической степени коррозии, сцепление начинает уменьшаться. Это связано с разрушением контактного слоя из-за растрескивания и уменьшением диаметра арматуры. Уменьшение сцепления в этой стадии может быть линейным:

$$k_{c2} = k_{max} - \alpha_{c2} \cdot (C - C_{pk}), \quad (4)$$

где C_{pk} — это критический уровень коррозии арматуры, при котором сцепление между арматурой и бетоном достигает своего максимального значения (примерно 3-5%),

α_{c2} — эмпирический коэффициент на второй стадии.

3. На поздней стадии сцепление уменьшается резко и нелинейно. Это связано с сильным повреждением бетона, потерей связности и полной деградацией арматуры.

Формула может быть представлена как экспоненциальная:

$$k_{c3} = k_{res} \cdot \exp(-\alpha_3 \cdot C), \quad (5)$$

где k_{res} — остаточная доля сцепления,

α_{c2} — эмпирический коэффициент на второй стадии.

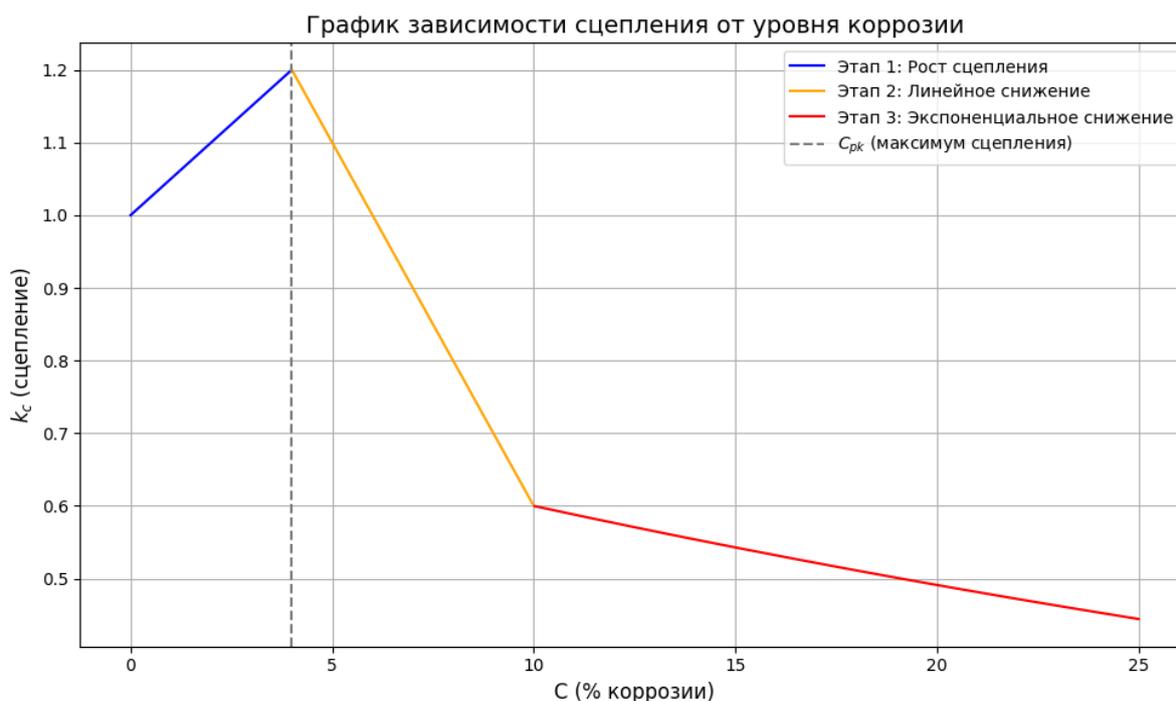


Рисунок 2 — График изменения прочности сцепления в зависимости от коррозии

По аналогии с влиянием температуры, для упрощенного прогнозирования изменений сцепления, подобрана единая функция на весь интервал.

Предлагается сцепление арматуры с бетоном при воздействии коррозии и высоких температур в общем виде описывать на основе следующей модели:

$$\tau(T, C) = \tau_0 \cdot f(-\alpha_T \cdot T^a) \cdot (1 - \alpha_C \cdot C)^b, \quad (6)$$

где:

$\tau(T, C)$ — сцепление арматуры с бетоном при температуре T и уровне коррозии C , МПа;

τ_0 — начальное сцепление арматуры с бетоном при нормальных условиях (20 °С и без коррозии), МПа;

f – обозначение неопределенной зависимости скорости уменьшения сцепления от температуры;

α_T — температурный коэффициент снижения сцепления;

α_C — коэффициент снижения сцепления из-за коррозии, зависящий от степени повреждения арматуры;

a – степенной параметр, учитывающий нелинейное увеличение влияния температуры на сцепление (особенно для температур свыше 300-400°C);

b – степенной параметр, описывающий нелинейное ослабление сцепления при прогрессирующей коррозии.

В данной работе, на основе вышеуказанной общей модели, предлагается следующая зависимость:

$$\tau(T, C) = \tau_0 \cdot \exp(-0,0011 \cdot T^{1,2}) \cdot (1 - 0,02 \cdot C)^2 \quad (7)$$

Эта модель основана на данных других исследований и нормативных документах и предполагает, что при температуре выше 500 °С сцепление арматуры с бетоном падает более чем на 50 % [12]. Такой подход позволяет оценить возможное снижение сцепления и его зависимость от уровня коррозии и температуры.

Ниже приведен график (рис.3) изменений сцепления для арматуры и бетона при различных температурных воздействиях и уровнях коррозии:

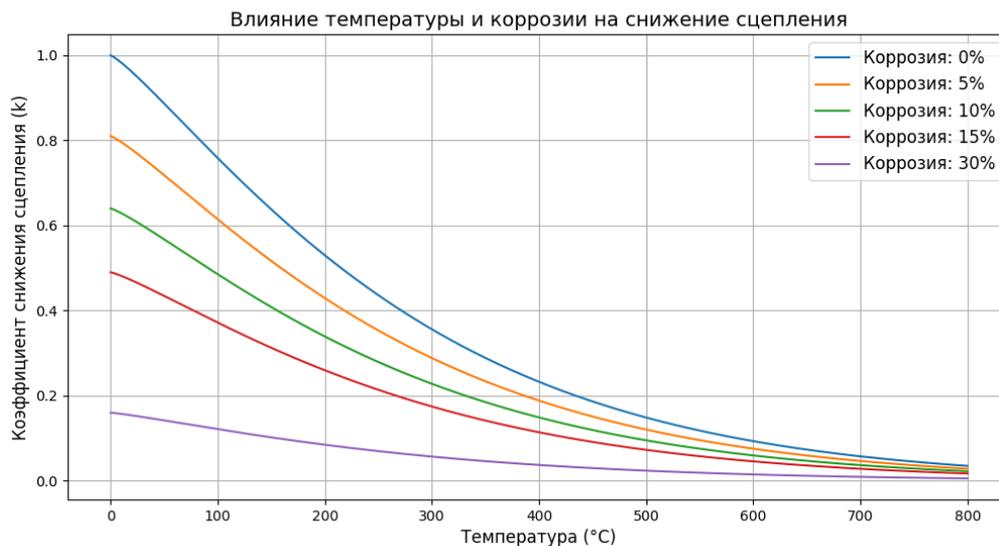


Рисунок 3 —График зависимости коэффициента снижения сцепления от температуры прогрева и процента коррозионных повреждений арматуры

Результаты исследования и их анализ

Представленные зависимости и расчетные модели позволяют дать количественную оценку изменения сцепления арматуры с бетоном в условиях воздействия высоких температур и коррозии. Анализ показал следующие ключевые результаты:

1. Температурные и коррозионные коэффициенты (α_T и α_C) демонстрируют ограниченную применимость для конструкций с начальными несовершенствами. Эксперименты подтверждают значительное влияние неоднородностей материала на сцепление.
2. Физическая нелинейность железобетонной конструкции влияет на распределение температуры в сечении конструкций. Это приводит к локальным изменениям

прочностных характеристик арматуры и бетона, что особенно важно при оценке сцепления в реальных условиях эксплуатации.

3. Условия эксплуатации, например избыточная влажность или агрессивность среды, усиливают коррозионные процессы, что требует коррекции расчетных моделей для прогнозирования сцепления.

Полученные данные подчеркивают необходимость уточнения расчетных моделей. Результаты экспериментов подтвердили, что при температуре выше 500 °С сцепление снижается более чем на 50 %. Прогнозируемые зависимости могут применяться для предварительных расчетов несущей способности конструкций, что улучшает их проектирование и обследование.

Выводы

1. Сцепление арматуры с бетоном значительно уменьшается при температуре выше 500 °С, особенно в сочетании с коррозией. При 15 % и 30 % повреждении арматуры прогнозируемое снижение сцепления может превышать 50 %. Однако с увеличением процента коррозии модель прогнозирует все меньшее сцепление, что не совсем соответствует реальности, так как сцепление стремится к нулю при определенной температуре, а не бесконечно уменьшается.
2. Представленная модель идеализировано описывает зависимости сцепления, что не полностью отражает реальность. Рост температуры и коррозии характеризуется нелинейными изменениями, включая изломы на графике (как было доказано на примере коррозии – три стадии изменения сцепления).
3. Прочность бетона и арматуры при повышении температуры снижается на 20–30 % при 300 °С и на 50 % и более при 500 °С и выше, что подтверждает необходимость учета высокотемпературных эффектов в расчетах.
4. Различие коэффициентов теплового расширения стали (α_s) и бетона (α_b) создает дополнительные внутренние напряжения, которые усиливают разрушение контактной зоны, снижая сцепление. Эти напряжения особенно значимы в условиях высоких температур.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Тамразян А.Г., Лушникова В.Ю. Влияние коррозии арматуры на сцепление между арматурой и бетоном // Magazine of Civil Engineering. 2018. Вып. 4(80). С. 203–212.
2. Минеев М.С. Исследование параметров сцепления арматуры в бетоне для его оценки при коррозии // Научный журнал НИУ МГСУ. 2018. № 3. С. 45–52.
3. Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Математическое моделирование процесса разрушения сцепления арматуры с бетоном. Часть 1. Модели с учетом несплошности соединения // Строительная механика и расчет сооружений. 2014. № 1. С. 20–28.
4. Ma Q., Guo R., Zhao Z., Lin Z., He K. Mechanical properties of concrete at high temperature—A review // Construction and Building Materials. 2015. Vol. 93. Pp. 371–383.
5. Окольников Г.Э., Тихонов Г.И. Сцепление с бетоном новых видов арматурного проката для строительства // Вестник Российского университета дружбы народов. Серия: Инженерные исследования, Вып. 21, №2, 2020, С. 144–152.
6. Andrade C., Alonso C. Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method // Materials and Structures. 2004. Vol. 37. Pp. 623–633.
7. Bertolini L., Elsener B., Pedferri P., Redaelli E., Polder R.B. Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair. Wiley, 2013. 434 p.
8. Saad M., Abo-El-Enein S.A., Hanna G.B., Kotkata M.F. Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume // Cement and Concrete Research. 1996. Vol. 26, No. 5. Pp. 669–675.
9. Bertolini L. Steel corrosion and service life of reinforced concrete structures // Structure and Infrastructure Engineering. 2008. Vol. 4, No. 2. Pp. 123–137.
10. Lin W.M., Lin T.D., Powers-Couche L.J. Microstructures of fire-damaged concrete // ACI Materials Journal. 1996. Vol. 93, No. 3. Pp. 199–205.

11. Ozawa M., Uchida S., Kamada T., Morimoto H. Study of mechanisms of explosive spalling in high-strength concrete at high temperatures using acoustic emission // *Construction and Building Materials*. 2012. Vol. 37. Pp. 621–628.
12. Neville A.M. *Properties of Concrete*. 5th ed. Pearson, 2011. 846 p.
13. Mehta P.K., Monteiro P.J.M. *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. 4th ed. McGraw-Hill Education, 2013. 704 p.
14. Tuutti K. *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. 468 p.
15. Angst U., Elsener B., Larsen C.K., Vennesland Ø. Critical chloride content in reinforced concrete – A review // *Cement and Concrete Research*. 2009. Vol. 39, No. 12. Pp. 1122–1138.
16. Consolazio G.R., McVay M.C., Rish J.W. III. Measurement and prediction of pore pressures in saturated cement mortar subjected to radiant heating // *ACI Materials Journal*. 1998. Vol. 95, No. 5. Pp. 525–536.
17. ACI Committee 222. *Protection of Metals in Concrete Against Corrosion*. ACI 222R-01. American Concrete Institute, 2001. 41 p.
18. Попов А.М., Самошкин А.С., Тихомиров В.М. Методы исследования взаимодействия арматуры с бетоном часть 1. Экспериментальные и аналитические методы // *Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения*, № 2 (57), 2021, С. 53-60.
19. Angst U., Polder R., Bertolini L. *Corrosion in reinforced concrete structures: Mechanisms and strategies*. CRC Press, 2017. 375 p.
20. Тамразян А.Г. Несущая способность коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, подвергнутых огневому воздействию. *Academia. Архитектура и строительство*. 2022. № 4. С. 130-137.
21. Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий. *Жилищное строительство*. 2005. № 1. С. 7. 43
22. ГОСТ 30247.0-94. Конструкции строительные. Методы испытания на огнестойкость.
23. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads. В сборнике: *MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016*. 2016. С. 01029
24. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures. В сборнике: *XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”*. Ser. "Procedia Engineering" 2016. С. 721-725.

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G., Lushnikova V.Yu. Vliyanie korrozii armatury na stseplenie mezhdru armaturoy i betonom [Influence of corrosion on the bond strength between reinforcement and concrete]. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. Vol. 4(80). Pp. 203–212. (rus)
2. Mineev M.S. Issledovanie parametrov stsepleniya armatury v betone dlya ego otsenki pri korrozii [Study of parameters of reinforcement-to-concrete bond strength for its assessment under corrosion]. *Nauchnyy zhurnal NIU MGSU*. 2018. No. 3. Pp. 45–52. (rus).
3. Benin A.V., Semyonov A.S., Semyonov S.G., Melnikov B.E. Matematicheskoe modelirovanie protsessa razrusheniya stsepleniya armatury s betonom. Chast' 1. Modeli s uchetom nesploshnosti soedineniya [Mathematical modeling of the process of reinforcement-to-concrete bond failure. Part 1. Models considering discontinuity of the joint]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy*. 2014. No. 1. Pp. 20–28. (rus).
4. Ma Q., Guo R., Zhao Z., Lin Z., He K. Mechanical properties of concrete at high temperature—A review // *Construction and Building Materials*. 2015. Vol. 93. Pp. 371–383.
5. Okolnikova G.E., Tikhonov G.I. Stseplenie s betonom novykh vidov armaturnogo prokata dlya stroitel'stva [Bond strength with concrete of new types of reinforcing steel for construction] // *Vestnik Rossijskogo universiteta druzhby narodov. Seriya: Inzhenernyye issledovaniya, Vyp. 21, №2, 2020, S. 144-152* (rus).
6. Andrade C., Alonso C. Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method // *Materials and Structures*. 2004. Vol. 37. Pp. 623–633.
7. Bertolini L., Elsener B., Pedferri P., Redaelli E., Polder R.B. *Corrosion of Steel in Concrete: Prevention, Diagnosis, Repair*. Wiley, 2013. 434 p.
8. Saad M., Abo-El-Enein S.A., Hanna G.B., Kotkata M.F. Effect of temperature on physical and mechanical properties of concrete containing silica fume // *Cement and Concrete Research*. 1996. Vol. 26, No. 5. Pp. 669–675.
9. Bertolini L. Steel corrosion and service life of reinforced concrete structures // *Structure and Infrastructure Engineering*. 2008. Vol. 4, No. 2. Pp. 123–137.
10. Lin W.M., Lin T.D., Powers-Couche L.J. Microstructures of fire-damaged concrete // *ACI Materials Journal*. 1996. Vol. 93, No. 3. Pp. 199–205.
11. Ozawa M., Uchida S., Kamada T., Morimoto H. Study of mechanisms of explosive spalling in high-strength concrete at high temperatures using acoustic emission // *Construction and Building Materials*. 2012. Vol. 37. Pp. 621–628.
12. Neville A.M. *Properties of Concrete*. 5th ed. Pearson, 2011. 846 p.

13. Mehta P.K., Monteiro P.J.M. Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. 4th ed. McGraw-Hill Education, 2014. 704 p.
14. Tuutti K. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. 468 p.
15. Angst U., Elsener B., Larsen C.K., Vennesland Ø. Critical chloride content in reinforced concrete – A review // Cement and Concrete Research. 2009. Vol. 39, No. 12. Pp. 1122–1138.
16. Consolazio G.R., McVay M.C., Rish J.W. III. Measurement and prediction of pore pressures in saturated cement mortar subjected to radiant heating // ACI Materials Journal. 1998. Vol. 95, No. 5. Pp. 525–536.
17. ACI Committee 222. Protection of Metals in Concrete Against Corrosion. ACI 222R-01. American Concrete Institute, 2001. 41 p.
18. Popov A.M., Samoshkin A.S., Tikhomirov V.M. Metody issledovaniya vzaimodeystviya armatury s betonom chast' 1. Eksperimental'nye i analiticheskie metody [Methods for studying the interaction of reinforcement with concrete chapter 1: Experimental and analytical approaches]. Vestnik Sibirskogo gosudarstvennogo universiteta putej soobshcheniya. 2021. № 2 (57). Pp. 53–60. (rus).
19. Angst U., Polder R., Bertolini L. Corrosion in reinforced concrete structures: Mechanisms and strategies. CRC Press, 2017. 375 p.
20. Tamrazyan A.G. Nesushchaya sposobnost korrozionno-povrezhdennykh izgibayemykh zhelezobetonnykh elementov, podvergnutykh ognevomu vozdeystviyu [Load-bearing capacity of corrosion-damaged flexural reinforced concrete elements exposed to fire]. Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo [Academia. Architecture and Construction]. 2022. No. 4. Pp. 130–137. (rus)
21. Tamrazyan A.G. Ogneudarostoykost nesushchikh zhelezobetonnykh konstruktsiy vysotnykh zdaniy [Fire impact resistance of load-bearing reinforced concrete structures of high-rise buildings]. Zhilishchnoye stroitel'stvo [Housing Construction]. 2005. No. 1. Pp. 7–43. (rus)
22. GOST 30247.0-94. Konstruktsii stroitel'nye. Metody ispytaniya na ognestoykost' [Building constructions. Methods for testing fire resistance]. (rus)
23. Tamrazyan A., Avetisyan L. Comparative analysis of analytical and experimental results of the strength of compressed reinforced concrete columns under special combinations of loads. In: MATEC Web of Conferences. 5th International Scientific Conference on Integration, Partnership and Innovation in Construction Science and Education, IPICSE 2016. 2016. P. 01029.
24. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures. In: XXV Polish – Russian – Slovak Seminar “Theoretical Foundation of Civil Engineering”. Ser. "Procedia Engineering". 2016. Pp. 721–725.

Информация об авторах

Тамразян Ашот Георгиевич

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Москва, Россия.
Д-р техн. наук, проф., заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций,
E-mail: tamrazian@mail.ru

Баряк Дмитрий Сергеевич

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), Москва, Россия.
Аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций,
E-mail: baryakd@gmail.com

Information about authors

Tamrazyan Ashot Georgievich

Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education "National Research Moscow State University of Civil Engineering" (NRU MGSU), Moscow, Russia.
Doctor in tech. sc., Prof, Head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures,
E-mail: tamrazian@mail.ru

Baryak Dmitry Sergeevich

Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Education "National Research Moscow State University of Civil Engineering" (NRU MGSU), Moscow, Russia.
Postgraduate student of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures,
E-mail: baryakd@gmail.com

И.Г. ЧЕПИЗУБОВ¹, А.А. САФОНОВ², Г.А. МОЙСЕЕНКО¹¹НИИСФ РААСН, г. Москва, Россия²ВНИИЖелезобетон, г. Москва, Россия

СОВМЕСТНАЯ РАБОТА РЕЗЬБОВЫХ МЕХАНИЧЕСКИХ СОЕДИНЕНИЙ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ

Аннотация. При расчете железобетонных конструкций для наиболее точного моделирования их напряженно-деформированного состояния используется диаграммный метод расчета. При расчете по данному методу используются реальные диаграммы деформирования материала под нагрузкой. Использование данного метода для расчета железобетонного элемента в сечениях с механическими стыками арматуры обуславливает необходимость проведения экспериментальных исследований для уточнения особенностей совместной работы бетона с арматурой в местах установки стыков. В частности, необходимо исследовать особенности деформирования механических соединений арматуры совместно с бетоном при циклическом режиме нагружения. Данные вопросы рассматриваются в предлагаемой статье. Приводятся методики и результаты экспериментальных исследований работы арматурного проката класса А500С и механических соединений арматуры на конической резьбе в свободном состоянии и при совместной работе с высокопрочным бетоном класса В60. Исследованы два режима нагружения – статическое растяжение и многоцикловое растяжение. Выявлены особенности работы механических соединений арматуры на резьбе при указанных режимах нагружения с учетом влияния сцепления с бетоном. Полученные результаты экспериментальных исследований являются основой для развития диаграммного метода расчета железобетонных конструкций в сечениях с механическими соединениями арматуры.

Ключевые слова: арматура, бетон, механическое соединение арматуры, циклическое нагружение, диаграммный метод расчета.

I.G. CHEPIZUBOV¹, A.A. SAFONOV², G.A. MOISEENKO¹¹NIISF RAASN, Moscow, Russia²VNIIZhelezobeton, Moscow, Russia

JOINT OPERATION OF THREADED MECHANICAL CONNECTIONS OF REINFORCEMENT WITH CONCRETE

Abstract. The diagrammatic calculation method is used in the calculation of reinforced concrete structures for the most accurate modeling of its stress-strain state. When calculating using this method, real diagrams of material deformation under load are used. The use of this method to calculate a reinforced concrete element in sections with mechanical connections of reinforcement necessitates experimental studies to clarify the features of the joint work of concrete with reinforcement in places where mechanical connections are installed. In particular, it is necessary to study the features of deformation of mechanical connections of reinforcement together with concrete during cyclic loading. These issues are discussed in the proposed article. The methods and results of experimental studies of the operation of rebar rolled products of class A500C and mechanical connections by conical threads in a free state and when working with high-strength concrete of class B60 are presented. Two loading modes have been studied – static stretching and multi-cycle stretching. The peculiarities of the operation of mechanical connections by threads under the specified loading conditions, taking into account the effect of adhesion to concrete, are revealed. The experimental research results obtained are the basis for the development of a diagrammatic calculation method for reinforced concrete structures in sections with mechanical reinforcement connections.

Keywords: reinforcement, concrete, mechanical connection of reinforcement, cyclic loading, diagram calculation method.

Введение

На сегодняшний день наиболее точным методом расчета железобетонных конструкций является диаграммный метод. В основе данного метода лежит использование реальных диаграмм деформирования материала под нагрузкой при моделировании напряженно-деформированного состояния конструкции. Это обуславливает актуальность проведения экспериментальных исследований, нацеленных на получение зависимостей «напряжение-деформация» для материалов и конструкций при различных режимах и условиях нагружения.

В настоящее время в российском строительстве широко применяются механические соединения арматуры при помощи муфт на резьбе, изготавливаемых различными производителями. Такое соединение отвечает требованиям экономической целесообразности и технологичности изготовления в условиях строительной площадки. Однако, подобные соединения обладают повышенной деформативностью по сравнению с цельным арматурным стержнем, что, в свою очередь, сказывается на напряженно-деформированном состоянии и трещиностойкости бетона в местах стыковки арматуры. Применение диаграммного метода расчета для сечений с наличием арматурных стыков требует экспериментальных исследований особенностей совместной работы бетона и арматуры в месте стыка. При этом должны учитываться условия и режимы нагружения конструкции.

В процессе эксплуатации зданий и сооружений строительные конструкции подвергаются воздействиям как постоянных, так и временных нагрузок, которые могут сниматься и прикладываться вновь с некоторой периодичностью (снеговые, ветровые, от подвижного транспорта и др.), т.е. являются циклическими. Работа конструкции при циклическом воздействии может существенно отличаться от статического нагружения.

В работах [1-9] рассматривались различные аспекты работы железобетонных конструкций при циклическом и знакопеременном нагружении. В [10] исследовались особенности напряженно-деформированного состояния арматуры при нестационарном циклическом нагружении. В [11] получены уравнения выносливости арматуры при различных режимах многократно повторяющегося нагружения с учетом упругопластических свойств стали. Различные аспекты усталостного разрушения стальной арматуры железобетонных конструкций рассматривались в [12-15] и др. В [16-17] было дано развитие диаграммного метода расчета железобетонных конструкций на случай малоциклового нагружения. В [18] предложен способ оценки прочности и деформативности механических соединений арматуры на резьбе в сравнении с цельным стержнем по диаграммной методике. В [19] исследуется работа механических соединений арматуры на резьбе при малоцикловом, а в [20] – при среднецикловом нагружении (до 100 000 циклов). В работе [21] рассматривается работа механических соединений арматуры на резьбе при среднецикловом нагружении с точки зрения изменения модулей деформации.

Однако, совместная работа бетона и арматуры в местах ее стыковки при помощи муфт на резьбе исследована в недостаточной степени. В частности, необходимо экспериментально оценить влияние наличия стыка арматуры на трещиностойкость бетона при циклическом нагружении.

Вышеизложенное обуславливает актуальность рассматриваемой темы.

Целью данного исследования является изучение совместной работы бетона и арматуры в местах ее механического соединения при помощи муфт на резьбе на основе новых экспериментальных данных, полученных при различных видах нагружения (статическое и многоцикловое), для дальнейшего уточнения диаграммной методике оценки прочности и деформативности железобетонных конструкций с резьбовыми механическими соединениями арматуры при воздействии циклического нагружения.

Модели и методы исследования

Для оценки взаимного влияния и совместной работы бетона и арматуры в местах ее механического соединения при различных режимах нагружения были изготовлены следующие типы экспериментальных образцов:

- образец цельного стержня арматуры класса А500С Ø16 мм;
- образец механического соединения арматуры класса А500С Ø16 мм при помощи муфты на конусной резьбе «CONCON» типа 12А;
- образец цельного стержня арматуры класса А500С Ø16 мм, забетонированного в призме с размерами 70х70х220 мм из бетона класса по прочности на сжатие В60;
- образец механического соединения арматуры класса А500С Ø16 мм при помощи муфты на конусной резьбе «CONCON» типа 12А, забетонированного в призме с размерами 70х70х220 мм из бетона класса по прочности на сжатие В60.

Помимо этого, были изготовлены образцы-кубы используемого бетона с размерами 100х100х100 мм для определения его реальных прочностных характеристик.

Испытания проводились при двух режимах нагружения – статическом растяжении и многоцикловом растяжении.

Испытания прочности контрольных образцов кубов тяжелого бетона при сжатии проводили по методике ГОСТ 10180 -2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам»; оценку плотности бетона проводили по методике ГОСТ 12730.1-2020 «Бетоны. Методы определения плотности»; оценку класса бетона по результатам проведенных испытаний по методике ГОСТ 18105 «Бетоны. Правила контроля и оценки прочности».

Статические испытания по оценке механических свойств (предела текучести, временного сопротивления и относительного удлинения) арматурного проката А500С Ø16 мм и его механического соединения «CONCON» типа 12А, а также аналогичных образцов, забетонированных в бетонной призме, проводили по методике ГОСТ 12004-81 с использованием сервогидравлической испытательной системы SHENCK PEZ 7391 в режиме постоянной скорости перемещения активного захвата 0,02 мм/с. Статическая скорость испытаний была подобрана в соответствии с требованиями ГОСТ 12004 таким образом, чтобы средняя скорость роста напряжений в арматуре при испытании до предела текучести не превышала 10 МПа/с.

Многоцикловые усталостные испытания контрольных образцов арматурного проката А500С Ø16 мм и его механического соединения «CONCON» типа 12А, забетонированных в бетонной призме, проводили с использованием сервогидравлической испытательной системы SHENCK PEZ 7391 по методикам, соответственно, ГОСТ 34028-2016 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия» и ГОСТ 34227-2017 «Соединения арматуры механические для железобетонных конструкций. Методы испытаний» в условиях нормальной температуры и влажности по ГОСТ 15150 при мягком виде нагружения, база испытаний составляла 2 млн. циклов.

При циклическом нагружении образцов в соответствии с режимом, предусмотренным указанными ГОСТами, видимого деформирования образцов и трещинообразования в бетоне зарегистрировано не было. В связи с этим была увеличена амплитуда напряжений цикла.

Параметры режима нагружения образца арматурного проката, забетонированного в бетонной призме, до 500 тыс. цикл. нагружения:

- максимальное напряжение цикла $\sigma_{\max} = 0,6\sigma_T = 300 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\max} = 60,33 \text{ кН}$;
- минимальное напряжение цикла $\sigma_{\min} = 150 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\min} = 30,165 \text{ кН}$;

- амплитуда напряжений цикла $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 150 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $\Delta P = 30,165 \text{ кН}$.

Параметры режима нагружения образца арматурного проката, забетонированного в бетонной призме, после 500 тыс. цикл. нагружения:

- максимальное напряжение цикла $\sigma_{\max} = 0,6\sigma_T = 300 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\max} = 60,33 \text{ кН}$;
- минимальное напряжение цикла $\sigma_{\min} = 100 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\min} = 20,11 \text{ кН}$;
- амплитуда напряжений цикла $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 200 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $\Delta P = 40,22 \text{ кН}$;
- частота циклов напряжений - 10,0 Гц;
- критерий разрушения - полное разрушение в рабочей части сечения образца.

Параметры режима нагружения образца механического соединения «CONCON» арматурного проката, забетонированного в бетонной призме, до 250 тыс. цикл. нагружения:

- максимальное напряжение цикла $\sigma_{\max} = 0,6\sigma_T = 300 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\max} = 60,33 \text{ кН}$;
- минимальное напряжение цикла $\sigma_{\min} = 240 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\min} = 48,264 \text{ кН}$;
- амплитуда напряжений цикла $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 60 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $\Delta P = 12,066 \text{ кН}$;

Параметры режима нагружения образца механического соединения «CONCON» арматурного проката, забетонированного в бетонной призме, после 250 тыс. цикл. нагружения:

- максимальное напряжение цикла $\sigma_{\max} = 0,6\sigma_T = 300 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\max} = 60,33 \text{ кН}$;
- минимальное напряжение цикла $\sigma_{\min} = 150 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $P_{\min} = 30,165 \text{ кН}$;
- амплитуда напряжений цикла $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 150 \text{ Н/мм}^2$ (МПа), $\Delta P = 30,165 \text{ кН}$;
- частота циклов напряжений - 10,0 Гц;
- критерий разрушения - полное разрушение в рабочей части сечения образца.

Для регистрации информации о механических характеристиках исследуемых образцов арматуры, их муфтовых соединений и бетона использовали измерительно-регистрирующий комплекс аппаратуры, включавший в себя датчики первичной информации – тензорезисторы, установленные на арматуре и бетоне; датчики перемещения активного захвата и усилия испытательной системы; электронную систему автоматизированного сбора данных «Traveller CF» для статических и динамических измерений механических величин фирмы ESA Messtechnik GmbH с соответствующим программным обеспечением.

Калибровку каналов измерений усилия P и перемещения активного захвата S производили электрическим сигналом заданной величины соответственно с тензодинамометра и датчика перемещения, предварительно прокалиброванным по образцовым мерам. Калибровку канала измерения деформаций выполняли электрическим сигналом заданной величины, создаваемой с помощью электромеханического тензокалибратора - тарировочного устройства с изгибаемой эталонной балочкой.

В процессе испытания проводили измерения и регистрацию изменения усилия P , деформаций ϵ и перемещения активной опоры S в режиме реального времени.

Схема установки датчиков для замера деформаций на образцах представлена на рисунке 1.

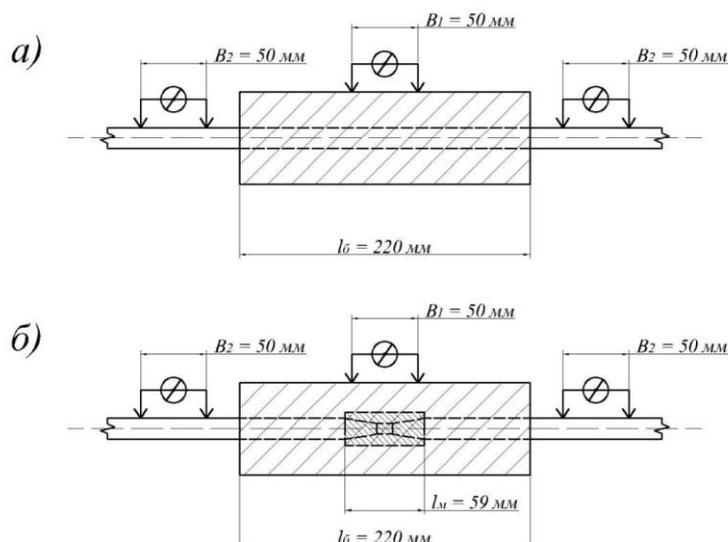


Рисунок 1 – Схема расположения датчиков на контрольных образцах целого арматурного стержня (а) и муфтового соединения (б) проката А500С Ø16 мм, забетонированного в бетонной призме (В60) при статической нагрузке

Результаты проведенных экспериментальных исследований

Фактическая средняя прочность бетона по результатам проведенных испытаний составила 85,6 МПа, что соответствует классу В70. Средняя плотность образцов составила 2352 кг/м³.

Результаты проведенных статических испытаний образцов арматурного проката и механических соединений арматурного проката в свободном состоянии и в бетонной призме представлены, соответственно, в таблице 1 и таблице 2.

Таблица 1 - Результаты проведенных испытаний арматурного проката А500С и его механического соединения CONCON CC16 тип 12 в свободном состоянии при статическом нагружении

№ п/п	Измеряемый показатель испытываемой продукции	Ед. изм.	Значение показателя при испытании арматурного проката А500С Ø16 мм при статическом растяжении	Значение показателя при испытании механического соединения CONCON CC16 типа А12 арматуры А500С Ø16 мм
1	Деформативность ΔL_s при растяжении	мм	-	0,06
2	Предел текучести, σ_T	Н/мм ² (МПа)	534,0	-
3	Временное сопротивление разрыву, σ_B	Н/мм ² (МПа)	624,5	606,4
4	Относительное удлинение δ_5	%	18,7	-
5	Равномерное относительное удлинение δ_p	%	5,8	3,5
6	Характер разрушения		В рабочем сечении	Выдергивание из муфты

Таблица 2 - Результаты проведенных испытаний арматурного проката А500С и его механического соединения CONCON СС16 тип 12, забетонированных в бетонной призме (В60), при статическом нагружении

№ п/п	Измеряемый показатель испытываемой продукции	Ед. изм.	Значение показателя при испытании арматурного проката А500С Ø16 мм забетонированного в бетонной (В60) призме	Значение показателя при испытании механического соединения СС16 А12 арматурного проката А500С Ø16 мм забетонированного в бетонной (В60) призме	
1	Предел текучести σ_T	Н/мм ² (МПа)	545,0	545,0	
2	Временное сопротивление σ_B	Н/мм ² (МПа)	643,5	621,6	
3	Относительное удлинение δ_5	%	19,2	16,8	
4	Равномерное относительное удлинение δ_p	%	7,2	6,9	
5	Момент образования поперечной трещины в бетоне	$P_{сгс}$	кН	70-80	65-70
6		$\sigma_{сгс}$	Н/мм ²	350-400	320-350
7	Образование регулярных поперечных трещин в бетоне	P	кН	>100	>100
8		σ	Н/мм ²	>500	-
9		шаг	мм	40-50	-
10	Характер разрушения	-	Обрыв в рабочем сечении вне бетонной призмы	Выдергивание арматуры из муфты	

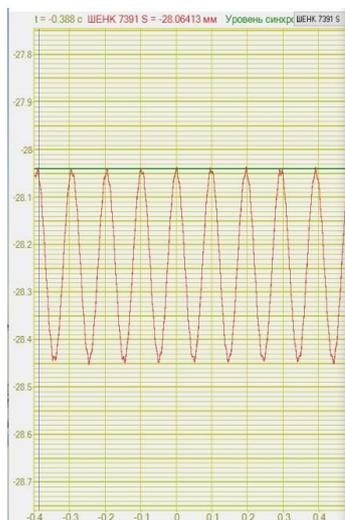


Рисунок 2 – Осциллограмма процесса многоцикловых испытаний контрольного образца арматурного проката А500С Ø16 мм, забетонированного в бетонной призме. Скриншот зависимости «перемещение активного захвата-время» в первые 10 тыс. цикл

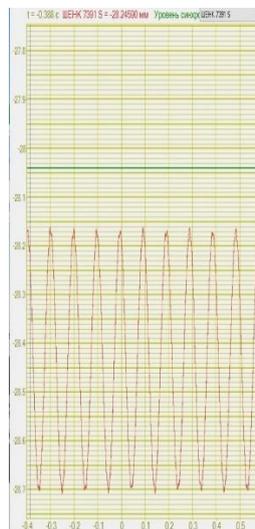


Рисунок 3 – Осциллограмма процесса многоцикловых испытаний контрольного образца арматурного проката А500С Ø16 мм, забетонированного в бетонной призме после увеличения амплитуды до 200 мПа после 500 тыс. цикл. Скриншот зависимости «перемещение активного захвата-время» при 510 тыс. цикл. Появление сквозной поперечной трещины с шириной раскрытия 0,05 мм

На рисунках 4 - 5 представлены осциллограммы проведенных испытаний муфтовых соединений, забетонированных в бетонной призме, на циклическую нагрузку.

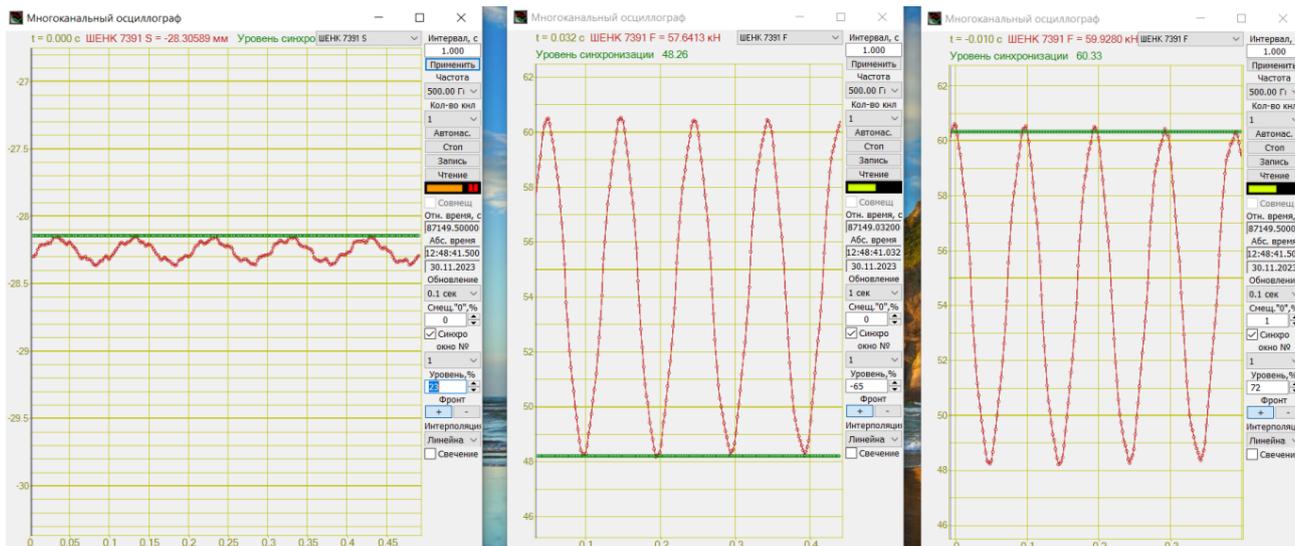


Рисунок 4 – Осциллограмма процесса многоцикловых испытаний контрольного образца муфтового соединения арматурного проката А500С Ø16 мм, забетонированного в бетонной призме. Скриншот зависимости «перемещение активного захвата-время» при 0 цикл

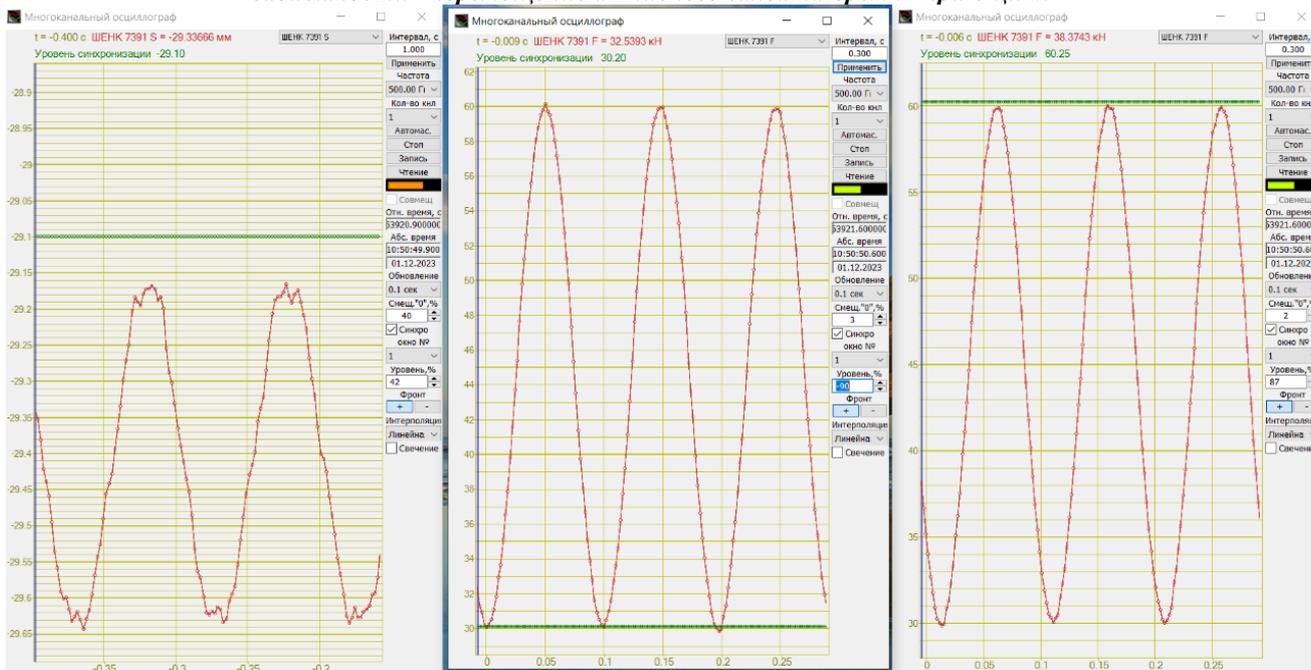


Рисунок 5 – Осциллограмма процесса многоцикловых испытаний контрольного образца муфтового соединения арматурного проката А500С Ø16 мм, забетонированного в бетонной призме. Скриншот зависимости «перемещение активного захвата-время» при 800 тыс. цикл

На рисунках 6-9 представлен характер разрушения образцов.

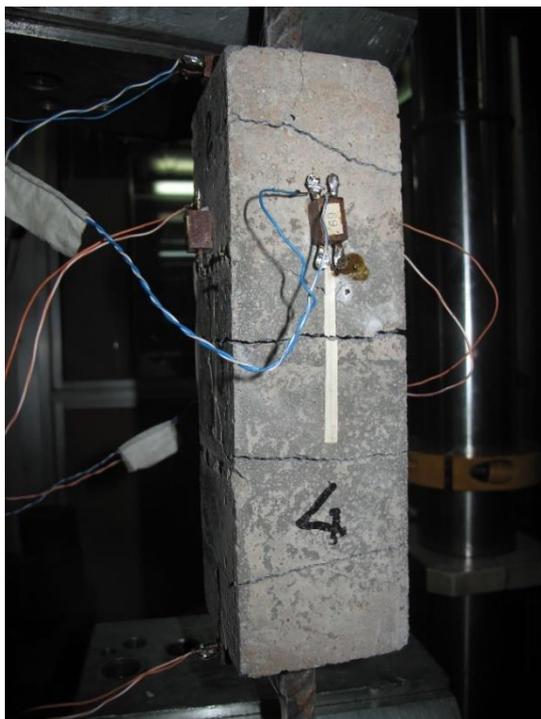


Рисунок 6 – Характер разрушения (образования трещин) в бетонной призме при испытании контрольного образца арматурного проката А500С Ø16 мм при статическом растяжении

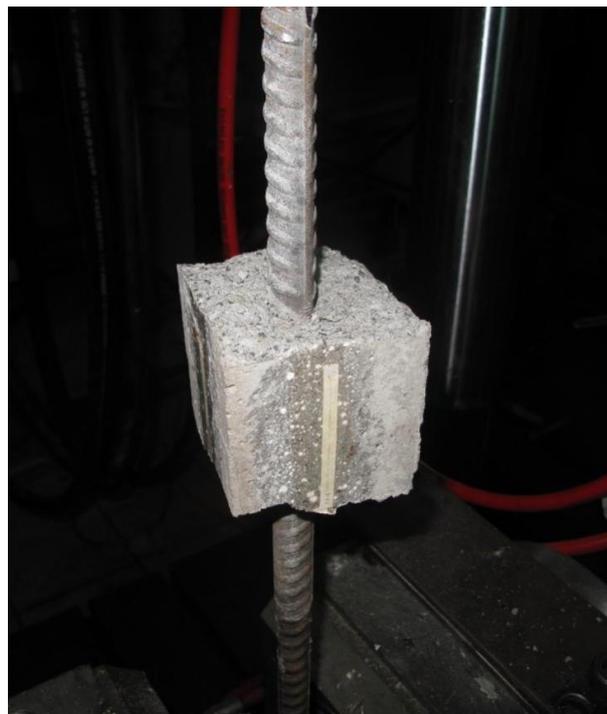


Рисунок 7 – Характер разрушения в бетонной призме при испытании контрольного образца с муфтовым соединением проката А500С Ø16 мм при статическом растяжении



Рисунок 8 – Характер трещинообразования в бетоне контрольного образца арматурного проката А500С Ø16 мм, забетонированного в бетонной призме (В60), при многократно повторяющихся циклических нагрузках



Рисунок 9 – Характер трещинообразования в бетоне контрольного образца муфтового соединения арматурного проката А500С Ø16 мм, забетонированного в бетонной призме (В60), при многократно повторяющихся циклических нагрузках

Анализ полученных результатов

Результаты экспериментальных исследований образцов арматуры и ее стыков в бетоне при статическом нагружении говорят о том, что совместная работа резьбового механического соединения с бетоном оказывает существенное влияние на конечные деформации образца перед разрывом, увеличение составляет до 84%. Для цельного стержня в бетоне данный фактор сказывается в меньшей степени – прирост конечных деформаций составляет 15%. При этом усилие при разрыве в случае совместной работы с бетоном увеличивается незначительно как для арматуры, так и для резьбового соединения. Сопоставление полученных диаграмм деформирования образцов представлено на рисунке 10.

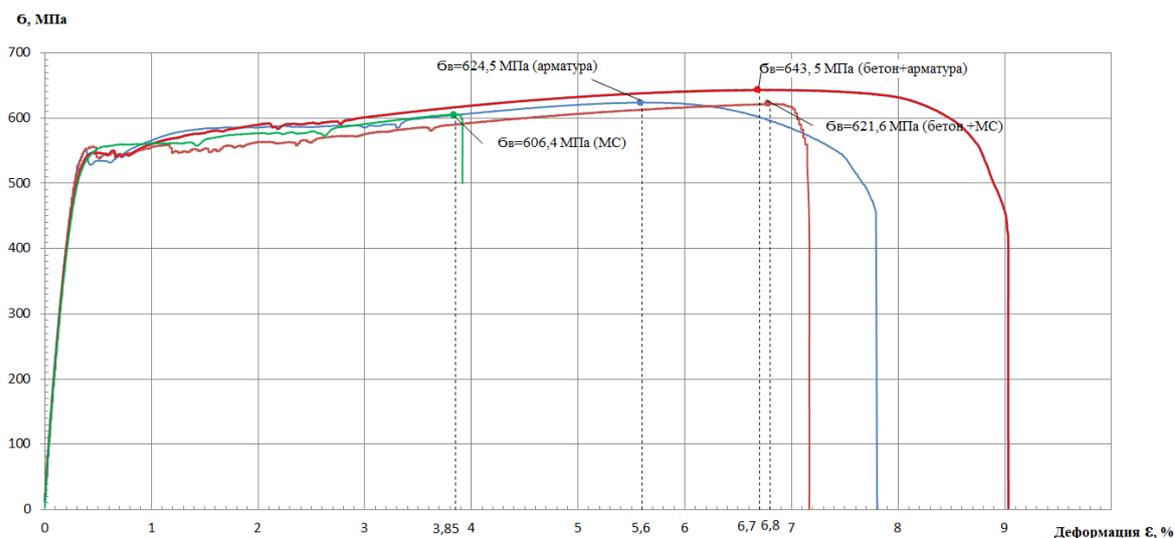


Рисунок 10 – Диаграммы деформирования арматуры и механического соединения арматуры в свободном состоянии и при совместной работе с бетоном

Результаты проведенных испытаний образца арматурного проката А500С, забетонированного в бетонной призме, на многоцикловую нагрузку при параметрах, предусмотренных ГОСТ 34028-2016 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия» ($\sigma_{max} = 0,6\sigma_T$, $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = 150$ МПа), показали, что циклическое нагружение образца арматуры в бетоне при данной амплитуде цикла 150 МПа не дало существенных деформаций. Увеличение амплитуды цикла до 200 МПа привело к образованию трещин в бетоне. Циклическое нагружение образца муфтового соединения в бетоне при амплитуде цикла 60 МПа привело к трещинообразованию в бетоне на начальном этапе нагружения. Зависимость амплитуды перемещения активного захвата при циклических испытаниях арматуры А500С Ø 16 мм в бетоне представлена на рисунке 11, зависимость амплитуды перемещения активного захвата при циклических испытаниях муфтового соединения арматуры А500С Ø16 мм в бетоне представлена на рисунке 12.



Рисунок 11 – Зависимость амплитуды перемещения активного захвата при циклических испытаниях арматуры А500С Ø 16 мм в бетоне

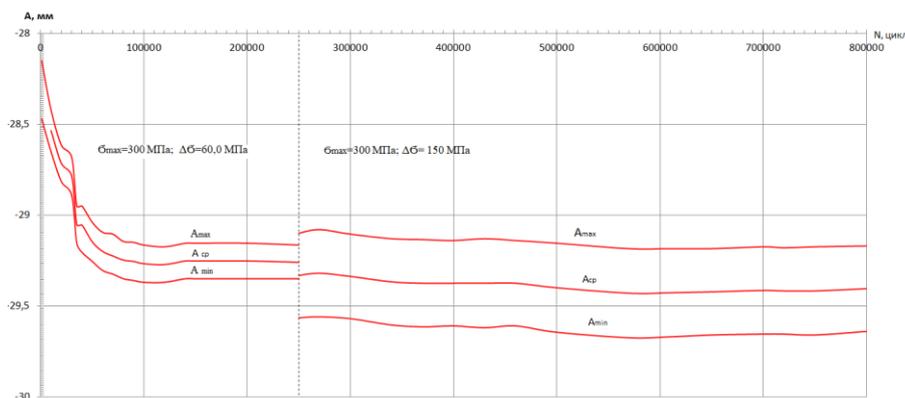


Рисунок 12 – Зависимость амплитуды перемещения активного захвата при циклических испытаниях механического соединения арматуры А500С Ø 16 мм в бетоне

Выводы

По результатам проведенных испытаний формулируются следующие выводы:

- совместная работа арматурного проката с бетоном оказывает влияние на предельные деформации арматуры перед разрывом вследствие сдерживания процесса деформирования арматуры за счет сцепления с бетоном, особенно существенно данный фактор сказывается на механическом соединении арматуры; при этом на прочность данный фактор не оказывает существенного влияния;
- трещинообразование в бетоне при растяжении арматурного проката носит равномерный характер по длине образца; разрушение бетона при наличии муфтового соединения происходит в месте входа арматуры в муфту вследствие наибольших деформаций арматуры в данном сечении;
- работа арматурного проката совместно с бетоном при режимах многоциклового нагружения, предусмотренных ГОСТ 34028, не оказывает существенного влияния на процессы трещинообразования в бетоне;
- наличие механического стыка в сечении при циклическом нагружении приводит к трещинообразованию в бетоне на начальной стадии нагружения циклической нагрузкой;
- полученные экспериментальные данные являются основой для корректировки диаграммного метода расчета железобетонных конструкций в сечениях с механическими соединениями арматуры, работающих при многоцикловом нагружении.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Liang J., Nie X., Masud M., Li J., Mo Y. L. A study on the simulation method for fatigue damage behavior of reinforced concrete structures // Engineering Structures. 2017. №150. P. 25-38.
2. Luo X., Tan Z., Chen Y. F., Wang Y. Comparative study on fatigue behavior between unbounded prestressed and ordinary reinforced reactive powder concrete beams // Materialpruefung. Materials Testing. 2019. № 4 (61). P. 323-328.

3. Mirsayapov Ilshat T. Detection of stress concentration regions in cyclic loading by the heat monitoring method // *Mechanics of Solids*. 2010. № 1(45). P. 133-139.
4. Song L., Fan Z., Hou J. Experimental and Analytical Investigation of the Fatigue Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams // *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2019. № 1 (13).
5. Zhang G., Zhang Y., Zhou Y. Fatigue Tests of Concrete Slabs Reinforced with Stainless Steel Bars // *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018. № 1.
6. Мирсаяпов Ильшат Т. Усталостное сопротивление изгибаемых элементов действию поперечных сил при средних пролетах среза // *Бетон и железобетон*. 2006. №3. С. 23-25.
7. Мирсаяпов Ильшат Т., Тамразян А. Г. К разработке научных основ теории выносливости железобетонных конструкций // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. № 1. С. 50-56.
8. Mirsayapov Ilshat T. A study of stress concentration zones under cyclic loading by thermal imaging method // *Strength of Materials*. 2009. № 3 (41). P. 339-344.
9. Zhang C., Duan P., Zheng B., Li M. Numerical analysis of diaphragm fatigue of reinforced concrete simply supported T-beams // *Journal of Engineering Science and Technology Review*. 2018. № 5 (11). P. 193-201.
10. Barcley L., Kowalsky M. Critical bending strain of reinforcing steel and the buckled bar tension test // *ACI Materials Journal*. 2019. №3 (116). Pp. 53-61.
11. Мирсаяпов И. Т., Гарифуллин Д. Р. Уравнения выносливости арматуры изгибаемого железобетонного элемента при режимном многократно повторяющемся нагружении // *Известия КГАСУ*, 2020, №1 (51), стр. 93-100.
12. Мирсаяпов Илизар Т. Теоретические основы усталостного разрушения стальной арматуры железобетонных конструкций // *Известия КГАСУ*. 2021. № 4 (58). С. 15–25. DOI: 10.52409/20731523_2021_4_15
13. Atutis E., Valivonis J., Atutis M. Deflection determination method for bfrp prestressed concrete beams under fatigue loading // *Compos. Struct*. 2019. № 226. P. 111182. DOI: 10.1016/j.compstruct.2019.111182.
14. Kim G., Loreto G., Kim J.-Y., Kurtis K. E., Wall J. J., Jacobs L. J. In situ nonlinear ultrasonic technique for monitoring microcracking in concrete subjected to creep and cyclic loading // *Ultrasonics*. 2018. №88. P. 64–71. DOI: 10.1016/j.ultras.2018.03.006.
15. Li Q., Liu M., Lu Z., Deng X. Creep Model of High-Strength High-Performance Concrete Under Cyclic Loading // *J. Wuhan Univ. Technol. Sci. Ed*. 2019. №3 (34). P. 622–629. DOI: 10.1007/s11595-019-2096-9.
16. Ерышев В.А., Тошин Д.С. Диаграмма деформирования бетона при многократных повторных нагружениях // *Известия ВУЗов. Строительство и Архитектура*. – 2005. - №10. - С. 109-114.
17. Карпенко Н.И., Ерышев В.А., Латышева Е.В. К построению диаграмм деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при постоянных уровнях напряжений // *Строительные материалы*. – 2013. - №6. – С. 48-52.
18. С.Н. Карпенко, И.Г. Чепизубов, К.С. Шифрин. О результатах проверки прочности муфтовых соединений арматуры на резьбе по диаграммной методике // *Промышленное и гражданское строительство*, 2008, №11.
19. С.Н. Карпенко, И.Г. Чепизубов, А.А. Андрианов. Определение деформативности муфтовых соединений арматуры при среднецикловом нагружении (до 100 000 циклов). В сборнике: *Фундаментальные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2012 году. Сборник научных трудов*. Волгоград, 2013. С. 361-363.
20. С.Н. Карпенко, И.Г. Чепизубов. Определение деформативности и прочности муфтовых соединений арматуры при циклическом нагружении. *Вестник Отделения строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук*. 2009. № 3. С. 147-151.
21. Карпенко С.Н., Чепизубов И.Г., Моисеенко Г.А. Изменение модулей деформации муфтовых соединений арматуры при циклическом нагружении // *Строительные материалы*. 2022. № 6. С. 4–7.

REFERENCES

1. Liang J., Nie X., Masud M., Li J., Mo Y. L. A study on the simulation method for fatigue damage behavior of reinforced concrete structures // *Engineering Structures*. 2017. №150. P. 25-38.
2. Luo X., Tan Z., Chen Y. F., Wang Y. Comparative study on fatigue behavior between unbounded prestressed and ordinary reinforced reactive powder concrete beams // *Materialpruefung. Materials Test-ing*. 2019. № 4 (61). P. 323-328.
3. Mirsayapov Ilshat T. Detection of stress concentration regions in cyclic loading by the heat monitoring method // *Mechanics of Solids*. 2010. № 1(45). P. 133-139.
4. Song L., Fan Z., Hou J. Experimental and Analytical Investigation of the Fatigue Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams // *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2019. № 1 (13).
5. Zhang G., Zhang Y., Zhou Y. Fatigue Tests of Concrete Slabs Reinforced with Stainless Steel Bars // *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018. № 1.
6. Mirsayapov Ilshat T. Fatigue resistance of bent elements to the action of transverse forces at average shear spans // *Concrete and reinforced concrete*. 2006. No. 3. pp. 23-25.
7. Mirsayapov Ilshat T., Tamrazyan A. G. Towards the development of the scientific foundations of the theory of endurance of reinforced concrete structures // *Industrial and civil engineering*. 2017. No. 1. pp. 50-56.
8. Mirsayapov Ilshat T. A study of stress concentration zones under cyclic loading by thermal imaging method // *Strength of Materials*. 2009. № 3 (41). P. 339-344.

9. Zhang C., Duan P., Zheng B., Li M. Numerical analysis of diaphragm fatigue of reinforced concrete simply supported T-beams // *Journal of Engineering Science and Technology Review*. 2018. № 5 (11). P. 193-201.
10. Barclay L., Kowalsky M. Critical bending strain of reinforcing steel and the buckled bar tension test // *ACI Materials Journal*. 2019. №3 (116). Pp. 53-61.
11. Mirsayapov I. T., Garifullin D. R. Equations of endurance of reinforcement of a bent reinforced concrete element under regime repeated loading // *Izvestiya KGASU*, 2020, No. 1 (51), pp. 93-100.
12. Mirsayapov Ilizar T. Theoretical foundations of fatigue failure of steel reinforcement of reinforced concrete structures // *Izvestiya KGASU*. 2021. № 4 (58). pp. 15-25. DOI: 10.52409/20731523_2021_4_15
13. Atutis E., Valivonis J., Atutis M. Deflection determination method for bfrp prestressed concrete beams under fatigue loading // *Compos. Struct.* 2019. № 226. P. 111182. DOI: 10.1016/j.compstruct.2019.111182.
14. Kim G., Loreto G., Kim J.-Y., Kurtis K. E., Wall J. J., Jacobs L. J. In situ nonlinear ultrasonic technique for monitoring microcracking in concrete subjected to creep and cyclic loading // *Ultrasonics*. 2018. №88. P. 64–71. DOI: 10.1016/j.ultras.2018.03.006.
15. Li Q., Liu M., Lu Z., Deng X. Creep Model of High-Strength High-Performance Concrete Under Cyclic Loading // *J. Wuhan Univ. Technol. Sci. Ed.* 2019. №3 (34). P. 622–629. DOI: 10.1007/s11595-019-2096-9.
16. Yeryshev V.A., Toshin D.S. Diagram of concrete deformation under multiple repeated loads // *Izvestiya VUZov. Construction and Architecture*. 2005. No. 10. pp. 109-114.
17. Karpenko N.I., Yeryshev V.A., Latysheva E.V. On the construction of diagrams of concrete deformation by repeated compression loads at constant stress levels // *Construction materials*. - 2013. - No. 6. – pp. 48-52.
18. S.N. Karpenko, I.G. Chepizubov, K.S. Shifrin. On the results of testing the strength of armature coupling joints on threads according to the diagrammatic method // *Industrial and Civil Engineering*, 2008, No. 11.
19. S.N. Karpenko, I.G. Chepizubov, A.A. Andrianov. Determination of deformability of armature coupling joints under medium cycle loading (up to 100,000 cycles). In the collection: *Fundamental research of the Russian Academy of Natural Sciences on scientific support for the development of architecture, urban planning and the construction industry of the Russian Federation in 2012. Collection of scientific papers*. Volgograd, 2013. pp. 361-363.
20. S.N. Karpenko, I.G. Chepizubov. Determination of deformability and strength of armature coupling joints under cyclic loading. *Bulletin of the Department of Building Sciences of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences*. 2009. No. 3. pp. 147-151.
21. Karpenko S.N., Chepizubov I.G., Moiseenko G.A. Changing the deformation modules of the valve coupling joints under cyclic loading // *Building materials*. 2022. No. 6. pp. 4-7.

Информация об авторах

Чепизубов Игорь Геннадьевич

Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН), Москва, Россия, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник
E-mail: niisf_lab9n@mail.ru

Сафонов Александр Александрович

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт "ВНИИжелезобетон", Москва, Россия, руководитель Испытательного центра «НИЦСтром» ООО «Институт ВНИжелезобетон»
E-mail: A.Safonov@vniizhbeton.ru

Моисеенко Георгий Александрович

Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук (НИИСФ РААСН), Москва, Россия, канд. техн. наук, научный сотрудник
E-mail: gecklock@yandex.ru

Information about the authors

Chepizubov Igor Gennadievich

Scientific Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN), Moscow, Russia, Candidate of Technical Sciences, Leading Researcher
E-mail: niisf_lab9n@mail.ru

Safonov, Alexander Alexandrovich

Scientific Research, Design and Technological Institute "Vniizhelezo-beton", Moscow, Russia,
E-mail: A.Safonov@vniizhbeton.ru

Moiseenko Georgy Alexandrovich

Scientific Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (NIISF RAASN), Moscow, Russia, Candidate of Technical Sciences, Researcher
E-mail: gecklock@yandex.ru

С.А. СОЛОВЬЕВ¹, Л.С. ШЕВЦОВ¹, А.А. СОЛОВЬЕВА¹
¹ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет», г. Вологда, Россия

ВЕРОЯТНОСТНЫЙ АНАЛИЗ НАДЕЖНОСТИ АРМИРОВАННЫХ БАЛОК ИЗ ДРЕВЕСНО-ЦЕМЕНТНОГО КОМПОЗИТА

Аннотация. В статье представлен алгоритм вероятностного анализа армированных балок из древесно-цементного композита на заданный уровень надежности. В качестве требуемого уровня надежности используются показатели индекса надежности и вероятности безотказной работы. Выполнены экспериментальные исследования балки из древесно-цементного композита со стальной арматурой. Представленный подход позволяет определить наиболее рациональное армирование, исходя из экономических факторов и уровня безопасности объекта. На основе вероятностных алгоритмов можно назначить допуски по размерам сечения балки и по расположению арматуры, исходя из обеспечения требуемого уровня вероятности безотказной работы. Конструкции армированных балок из древесно-цементного композита могут быть использованы в качестве несущих и самонесущих перемычек, обладая более высокой паропроницаемостью и энергоэффективностью по сравнению с перемычками из тяжелого бетона. Допустимый уровень вероятности отказа может быть назначен для группы элементов объекта индивидуально, исходя из критерия допустимого риска.

Ключевые слова: надежность, вероятность отказа, древесно-цементный композит, случайная величина, арматура, легкий бетон, вероятностное проектирование, перемычка

S.A. SOLOVEV¹, L.S. SHEVCOV¹, A.A. SOLOVEVA¹
¹Vologda State University, Vologda, Russia

PROBABILISTIC RELIABILITY ANALYSIS OF REINFORCED WOOD-CEMENT COMPOSITE BEAMS

Abstract. The article describes the algorithm for probabilistic analysis of reinforced concrete beams made of wood-cement composite for a target reliability level. The reliability index and no-failure probability are used as the indicators for required level of reliability. Experimental studies on wood-cement composite beam behavior with steel reinforcement are performed. The presented approach allows to determine the most rational reinforcement based on economic factors and safety level of the object. On the basis of probabilistic algorithms, it is possible to assign tolerances on the dimensions of the beam cross-section and on the location (distance) of reinforcement, based on ensuring the required level of no-failure probability. Reinforced wood-cement composite beam structures can be used as load-bearing and self-supporting lintels, having higher vapor permeability and energy efficiency than heavy concrete lintels. The permissible level of failure probability can be assigned for a group of elements of the objects individually, based on the criterion of acceptable risk.

Keywords: reliability, failure probability, wood-cement composite, random variable, reinforcement, lightweight concrete, probabilistic design, lintel

Введение

Надежность строительного элемента – это его способность выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации. В качестве количественной меры надежности может быть использована вероятность безотказной работы. Количественное выражение уровня надежности позволят выполнить анализ влияния изменчивости случайных величин в математических моделях предельных состояний на безопасность эксплуатации элементов строительных конструкций.

Древесно-цементный композит (ДЦК) – это легкий бетон, состоящий из цемента, воды, древесных отходов (например, щепы) и специальных добавок. Одним из видов древесно-цементного композита является арболит – легкий бетон на цементном вяжущем, древесной дробленке и химических добавках, в соответствии с ГОСТ 19222-2019 «Арболит и изделия из него». Древесно-цементный композит используется в качестве материала для несущих и ограждающих конструкций. Его основными преимуществами являются низкая теплопроводность, высокая паропроницаемость и экологичность при сохранении достаточной прочности для использования в качестве несущих элементов.

Развитие исследований в области строительных материалов из продуктов и отходов промышленной переработки остается актуальной научной задачей. Как отмечается в [1], «Объекты промышленного и гражданского строительства генерируют до 40% годовых выбросов CO₂ во всем мире. Из этого объема выбросов, на строительство приходится 28% ежегодно, а на строительные материалы и строительство (обычно называемые воплощенным углеродом) приходится дополнительно 11% ежегодно. В свете вышесказанного имеется обоснованная потребность в производстве строительных материалов на основе местных ресурсов и отходов промышленности и сельского хозяйства. Наличие современных трендов на рециклинг отходов, комплексное использование сырья и экономии ресурсов диктует необходимость развития строительных материалов на основе органо-вяжущих композитов с высокими эксплуатационными показателями».

Сохранность арматуры в теле легкого бетона на органическом заполнителе подтверждается экспериментальными исследованиями [2], где отмечается, что «хранение балочных образцов с преднапряженной арматурой в течение шести лет при влажности 63–77 % и температуре 15–25 °С показало хорошие защитные свойства поризованного арболита класса В5 и возможности сохранения требуемых свойств конструкции на весь период эксплуатации зданий». В [3] отмечается, что «многие химические добавки, в том числе сульфат глинозема, хлористый кальций, вызывают коррозию стальной арматуры, поэтому их добавление в количестве более 2 % от общей массы цемента не рекомендуется для древесно-цементных композитов».

В исследовании НИИЖБ установлено [4], что введение в состав арболита комплексных химических добавок НКК (нитрит-нитрат кальция) и НКХК (нитрит нитрат хлорид кальция) вместо CaCl₂ или применение нитрита натрия позволяет получать бетон требуемой прочности и средней плотности, обладающий первичными защитными свойствам и по отношению к стальной арматуре. Арматуру в таком бетоне можно использовать без дополнительной поверхностной защиты при относительной влажности воздуха не более 60% . В условиях повышенной относительной влажности среды (61...75%) сохранность арматуры обеспечивается специальными антикоррозионными покрытиями – в этих случаях арматуру необходимо защищать латексно-минеральными или сланцебитумно-цементными антикоррозионными составами, разработанными НИПИ силикатобетоном для сланцезольных ячеистых бетонов.

Методы вероятностного анализа применялись для исследования неармированных элементов из древесно-цементного композита в работах [5, 6 и др.]. Так в статье [7] предложено уравнение для оценки прочности на сжатие древесно-цементного композита на основе испытаний бетона с заменой мелкого заполнителя по объему древесной щепой при различных уровнях замены: от 5% до 50%. Также была проведена корреляция между

значениями прочности на сжатие древесно-цементного композита по результатам разрушающих испытаний и испытаний склерометром.

В статье [8] описаны испытания балок из древесно-цементного композита со стальной и пластиковой арматурой. Исследование показало, что балки из древесно-цементного композита с размерами сечения 80x160 мм и пролетом 1200 мм выдерживают предельную сосредоточенную нагрузку около 500 кг (стальная арматура) и 300 кг (пластиковая арматура). Также отмечается, что по сравнению с альтернативными легкими бетонами, древесно-цементный имеет серьезное преимущество в своей дисперсно-армированной структуре, которая обеспечивает повышенную прочность на растяжение. В качестве дисперсной арматуры используется древесная щепа длиной до 30 мм и поперечным размером до 10 мм. Если прочность на растяжение обычного тяжелого и легкого бетона составляет 5-10% от прочности на сжатие, то для древесно-цементного бетона 25-30% при осевом растяжении и еще больше при изгибе.

В настоящей статье предлагается рассмотреть возможность применения методов вероятностного анализа для оценки армирования балок из древесно-цементного композита по условию прочности нормальных сечений балок.

Материалы и методы исследований

Приведенная прочность древесно-цементного композита при влажности 16% определяется в соответствии с [9] как:

$$R_{c(16)} = R_{c(W)} \cdot [1 \pm \alpha \cdot (W - 16)], \quad (1)$$

где $R_{c(W)}$ – прочность на сжатие древесно-цементного композита при содержании воды W ; α – поправочный коэффициент на влажность, полученный эмпирическим путем (для древесно-цементного композита без добавок $\alpha = 0,03$); поправочный коэффициент берется со знаком «+» при содержании влажности $W > 16$ и «-» при влажности $W < 16$.

В исследовании [9] сделан вывод, что причина снижения прочности древесно-цементного композита за счет деструктивных процессов при снижении его водосодержания ниже 15-17% подтверждается результатами исследований, которые показали, что в древесно-цементном композите, высушенном до абсолютно сухого состояния, а затем увлажненном до экстремального значения - первоначальная прочность не восстанавливается. Снижение прочности древесно-цементного композита при сушке обусловлено деструктивными процессами, происходящими на границе раздела «цементный камень – древесный наполнитель». В работе [10] отмечается, что наибольшую прочность древесно-цементный композит проявляет при естественной влажности, равной 11-13%. Этот показатель соответствует равновесному влагосодержанию, т.е. фактическому среднему влагосодержанию древесно-цементного композита по толщине стенки конструкции и сторон света в отопительный период после 3-5 лет эксплуатации. Равновесная весовая влажность в конструкциях из древесно-цементного композита в зданиях с сухим режимом эксплуатации в сухом и нормальном климатических поясах влажности и в зданиях с нормальным режимом эксплуатации в сухом климатическом поясе принимается равной 10%. В остальных конструкциях из древесно-цементного композита равновесная влажность принимается равной 15%.

Для вероятностного анализа армирования изгибаемого элемента из древесно-цементного композита необходима математическая модель предельного состояния. В соответствии с «Инструкцией по проектированию, изготовлению и применению конструкций и изделий из арболита» СН 549-82, однослойные прямоугольные изгибаемые элементы неармированные или с монтажным армированием рассчитываются по формуле:

$$M \leq \frac{1,1 \cdot b \cdot h^2}{3,5} \cdot R_{bt}, \quad (2)$$

где R_{bt} – прочность на осевое растяжение древесно-цементного композита.

Взаимосвязь между прочностью древесно-цементного композита на осевое растяжение и прочностью древесно-цементного композита на сжатие представлена на рис. 1 на основании данных ГОСТ 19222-2019 «Арболит и изделия из него. Общие технические условия».

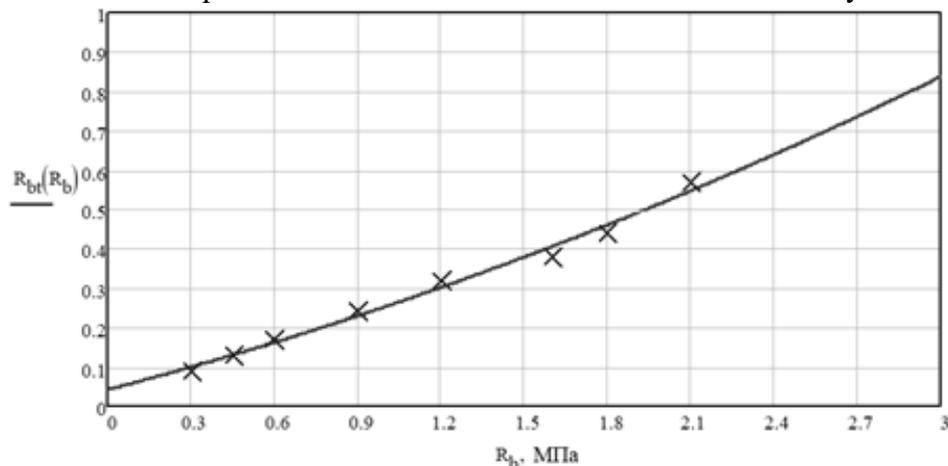


Рисунок 1 – Графическая интерпретация функциональной взаимосвязи между прочностью древесно-цементного композита на осевое растяжение и прочностью древесно-цементного композита на сжатие

Математически эта зависимость может быть выражена уравнением:

$$R_{bt}(R_b) = [0,027 \cdot R_b^2 + 0,184 \cdot R_b + 0,042] \text{ МПа}, \quad (3)$$

где параметр R_b следует подставлять в МПа.

И тогда критерий предельного состояния для прочности нормальных сечений балок из древесно-цементного композита неармированного или с монтажным армированием можно записать в виде:

$$M \leq M_{ult} = \frac{1,1 \cdot b \cdot h^2}{3,5} \cdot [0,027 \cdot R_b^2 + 0,184 \cdot R_b + 0,042 \text{ МПа}], \quad (4)$$

где параметр R_b следует подставлять в МПа.

В [8] отмечено, что напряжение в арматуре зависит от модуля упругости древесно-цементного композита и дополнительного момента M' , который следует определять как:

$$M' = k_\alpha \cdot R_s \cdot A_s \cdot [h_0 - a'], \quad (5)$$

где параметр $k_\alpha = \frac{0,05 \cdot E_b}{1000}$, E_b – модуль упругости древесно-цементного композита при изгибе; A_s – площадь растянутой арматуры; R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Следует отметить, что в вероятностном анализе не используются подходы нормативных и расчетных сопротивлений. Случайные величины принято обозначать волнистыми линиями над символами. В итоге условие предельного состояния можно записать в виде:

$$\begin{aligned} \tilde{M} \leq \frac{1,1 \cdot \tilde{b} \cdot \tilde{h}^2}{3,5} \cdot [0,027 \cdot \tilde{\sigma}_{b,ult}^2(\tilde{W}) + 0,184 \cdot \tilde{\sigma}_{b,ult}(\tilde{W}) + 0,042 \text{ МПа}] + \\ + \frac{0,05 \cdot \tilde{E}_b}{1000} \cdot \tilde{\sigma}_{s,ult} \cdot A_s \cdot [\tilde{h}_0 - \tilde{a}'] \end{aligned} \quad (6)$$

Если принять коэффициент вариации прочности на сжатие древесно-цементного композита равным 20% [9], то для классов прочности по ГОСТ 19222-2019 можно получить следующие статистические параметры (табл. 1).

Таблица 1 – Статистические данные прочности древесно-цементного композита при сжатии

Класс ДЦК	B0,5	B1,0	B1,5	B2,0	B2,5	B3,0
$m_{\sigma,b}$, МПа	0,581	1,162	1,744	2,325	2,906	4,100
$S_{\sigma,b}$, МПа	0,116	0,232	0,349	0,465	0,581	0,820

В ГОСТ 19222-2019 представлены данные для модуля упругости древесно-цементного композита при сжатии и растяжении. В исследовании [8] отмечается, что модуль упругости древесно-цементного композита при изгибе значительно выше, чем аналогичный модуль упругости при сжатии.

Неравенство (6) представляет математическую модель предельного состояния для вероятностного анализа надежности балки по критерию прочности нормальных сечений, где в левой части неравенства находятся базисные переменные нагрузки, а в правой части базисные переменные несущей способности. Для вычисления вероятности безотказной работы необходимо принять функции распределения случайных величин для базисных переменных.

Равномерное распределение принято для размеров поперечного сечения b и h , поскольку всегда известны технические допуски на размеры сечения, которые легко контролировать на заводе или строительной площадке [11]. Однако распределение вероятностей в этих пределах трудно оценить. Для общего случая можно принять гипотезу, что любое значение в этих границах будет иметь одинаковую вероятность. Расстояние от нижнего края балки до центра растянутой арматуры a' предполагается нормально-распределенным, поскольку его трудно контролировать в процессе производства балки.

Содержание воды в древесно-цементном композите (влажность) меняется в течение года под воздействием влажности воздуха, отопления, природных явлений и т.д. Наиболее рационально собирать статистику по годовым максимумам влагосодержания материала, которые обычно моделируются распределением Гумбеля. Это позволяет, в том числе, прогнозировать вероятность отказа с учетом планируемого срока службы объекта.

Предел текучести стали арматуры описан нормальным распределением вероятностей, в соответствии с указаниями стандарта JCSS Probabilistic Model Code. Хотя зачастую наблюдается отклонение действительного распределения вероятностей от нормального распределения для предела текучести стали арматуры [12]. Например, используется логнормальное [13] или лог-логистическое распределение вероятностей [14].

Вероятность отказа P_f можно вычислить, используя генерацию данных методом Монте-Карло, в виде:

$$P_f \approx \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N I[g(X_j) > 0], \quad (7)$$

где $I[.]$ функция индикатора, которая принимает значение 1, если условие $I[.]$ равно «правда» и 0, если условие $I[.]$ равно «ложь»; N – число генераций исходных данных.

Моделирование случайных величин в соответствии с основными распределениями вероятностей (нормальным, равномерным и т.д.) может быть выполнено, например, в программе MathCAD. Однако зачастую функция распределения вероятностей может отличаться от известных распределений или представлять собой модель непараметрического р-блока [15]. В этом случае можно использовать метод обратного преобразования Н.В.

Смирнова: генерируются N значений равномерно-распределенной случайной величины u_i в пределах $[0; 1]$. Значения случайной величины в виде $x_i = F^{-1}(u_i)$ получают методом обратного преобразования. Более подробную информацию можно найти в исследовании [16].

Следует отметить, что на первом этапе разработки представленного алгоритма не учитывается неопределенность модели несущей способности. Например, в JCSS Probabilistic Model Code предлагается для модели несущей способности железобетонного элемента при изгибе использовать логнормальное распределение с математическим ожиданием 1,2 и коэффициентом вариации 15%. Это показывает наличие среднего ожидаемого запаса в 20% в базовой модели несущей способности вследствие того, что она, как правило, является эмпирической. Оценка неопределенности модели несущей способности для армированных балок из древесно-цементного композита является задачей отдельного исследования.

Результаты исследования и их анализ

На первом этапе исследования выполнены лабораторные испытания армированной балки из древесно-цементного композита с определением статистических характеристик случайных параметров в неравенстве (6). Необходимо установить, при каком индексе надежности балка фактически исчерпает несущую способность по критерию прочности нормальных сечений. Это позволит верифицировать принятую математическую модель предельного состояния для вероятностного анализа надежности и описания напряженно-деформированного состояния балки.

Для вероятностного анализа балки из древесно-цементного композита установлены следующие распределения случайных величин (табл. 2).

Таблица 2 – Случайные величины и параметры

Случайная величина	Распределение вероятностей	Параметры
Ширина балки, b	Равномерное	$\underline{b} = 290$ мм, $\bar{b} = 310$ мм
Высота балки, h	Равномерное	$\underline{h} = 290$ мм, $\bar{h} = 310$ мм
Пролет балки, l	Постоянная (детерминированная) величина	$l = 1500$ мм
Площадь растянутой арматуры, A_s	Постоянная (детерминированная) величина	$A_s = 150,7$ мм ² (3 стержня Ø8)
Предельное напряжение в арматуре, $\sigma_{s,ult}$	Нормальное	$m_{\sigma,s} = 275$ МПа, $S_{\sigma,s} = 10$ МПа
Предельное напряжение в бетоне, $\sigma_{b,ult}$	Нормальное	$m_{\sigma,b} = 1,162$ МПа, $S_{\sigma,b} = 0,232$ МПа
Максимальная влажность материала, W	Гумбеля	$\alpha_W = 16\%$, $\beta_W = 1\%$
Расстояние, a'	Нормальное	$m_a = 45$ мм, $S_a = 2$ мм
Расстояние, h_0	Нормальное	$m_{h0} = 270$ мм, $S_{h0} = 3$ мм
Модуль упругости, E	Нормальное	$m_E = 1200$ МПа, $S_E = 70$ МПа
Испытательная нагрузка, F	Постоянная (детерминированная) величина	От 0 кН до 15 кН

Исследуемый прототип армированной балки из древесно-цементного композита представлен на рис. 2.

Функция предельного состояния для прочности нормальных сечений в случае испытания балки в лабораторных условиях примет вид:

$$g = \frac{1,1 \cdot \tilde{b} \cdot \tilde{h}^2}{3,5} \cdot [0,027 \cdot \tilde{\sigma}_{b,ult}^2(\tilde{W}) + 0,184 \cdot \tilde{\sigma}_{b,ult}(\tilde{W}) + 0,042 \text{ МПа}] + \frac{0,05 \cdot \tilde{E}_b}{1000} \cdot \tilde{\sigma}_{s,ult} \cdot A_s \cdot [\tilde{h}_0 - \tilde{a}'] - \frac{F \cdot l}{4} \geq 0. \quad (8)$$



Рисунок 2 – Исследования прототипа армированной балки их ДЦК при изгибе

Балка была нагружена сосредоточенной нагрузкой в середине пролета. График зависимости нагрузки от прогиба (рис. 3) строился во время нагружения.

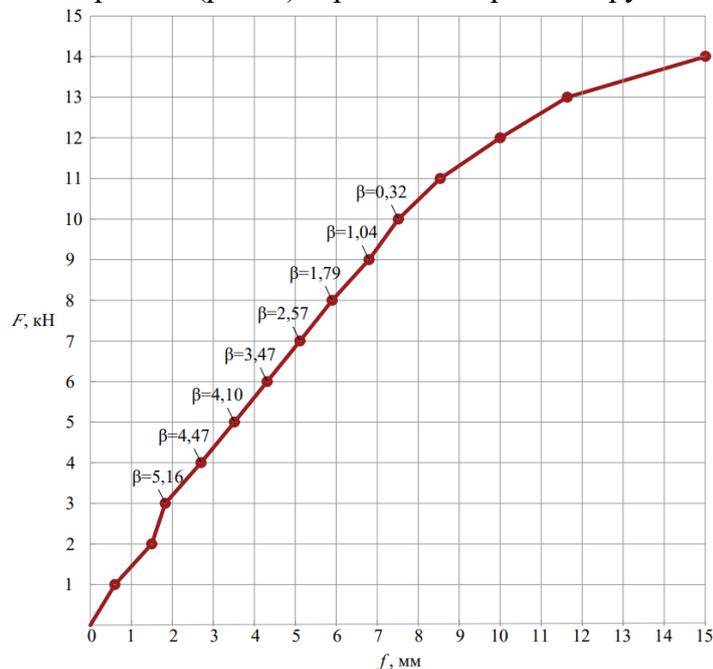


Рисунок 3 – Диаграмма «нагрузка – прогиб» исследуемого прототипа

Пусть целевой уровень вероятности безотказной работы составляет $P = 0,99993$ (целевой индекс надежности $\beta = 3,8$). Методом подбора было установлено, что при генерации случайных значений по параметрам табл. 2 произошло 7 отказов ($g < 0$) на 100000 генераций при значении нагрузки $F_{\beta} = 5,7$ кН. По результатам подбора распределения через Distribution Fitter App в MATLAB, для нормального распределения выявлены следующие параметры: среднее значение предельного момента $m_{M,ult} = 3,94$ кН·м, стандартное отклонение $S_{M,ult} = 0,54$ кН·м.

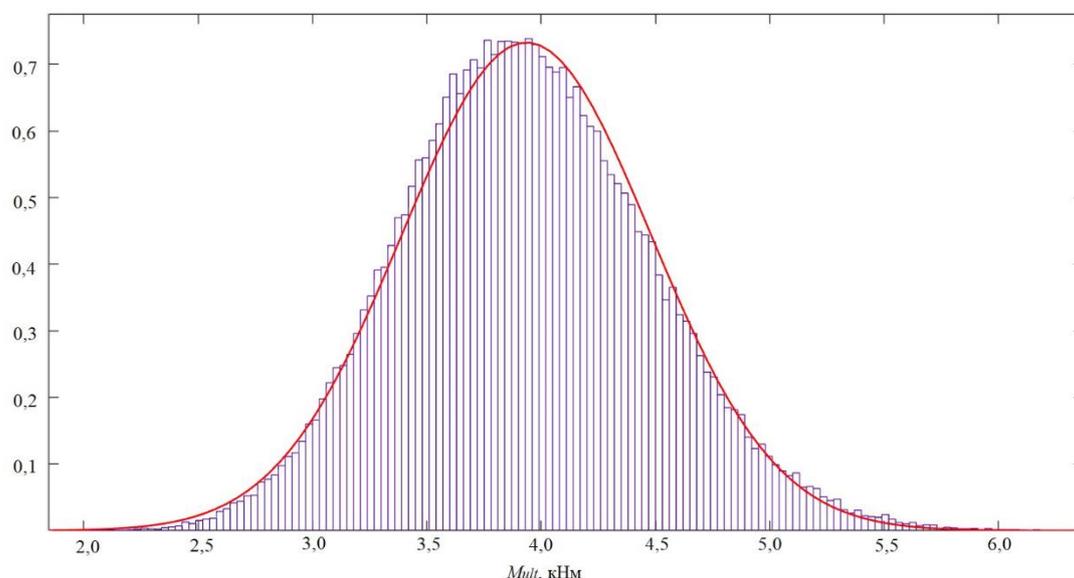


Рисунок 4 – Гистограмма и график функции плотности вероятностей (красная кривая) для предельного изгибающего момента по данным таблицы 2 и формулы (6)

По описанному выше алгоритму были рассчитаны вероятности безотказной работы и показатели надежности для балок с различными классами прочности арматуры и древесно-цементного композита при нагрузке $F=600$ кг (табл. 3). Для класса арматуры А400 принято $m_{\sigma,s} = 400$ МПа, $S_{\sigma,s} = 20$ МПа.

Таблица 3 – Параметры армирования и показатели надежности

Класс арматуры	Армирование	Вероятность безотказной работы	Индекс надежности
A240	3Ø8	0,99974	3,47
A240	4Ø8	0,99995	3,90
A240	5Ø6	0,99985	3,61
A400	2Ø8	0,99969	3,42
A400	3Ø8	0,99999	4,18
A400	5Ø6	0,99997	4,00

Необходимо проверить критерий относительной высоты сжатой зоны бетона (глубины нейтральной оси), чтобы избежать переармирования балки при анализе:

$$\frac{x}{h_0} \leq \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{E_s \cdot \epsilon_{b2}}}, \quad (9)$$

где ε_{b2} принимается по таблице 6.10 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» с понижающим коэффициентом $0,4 + \frac{0,6 \cdot \rho}{2200} \geq 0,7$, где ρ – плотность древесно-цементного композита в кг/м³.

На основе полученной информации о вероятностной модели предельного изгибающего момента M_{ult} , полученной выше, можно также рассчитать индекс надежности и вероятность безотказной работы для случая действительных эксплуатационных нагрузок. Пусть армированная балка из древесно-цементного композита является перемычкой, на которую действуют нагрузки от собственного веса и веса вышележащих конструкций. В п. С6 Eurocode 0 “Basis of structural design” отмечается, что нагрузка от собственного веса конструкций может быть принята нормально-распределенной. Таким образом, если функции распределения изгибающего момента от нагрузки и предельного изгибающего момента принять как нормально-распределенные, то вероятность безотказной работы P_s можно вычислить в аналитическом виде как:

$$P_s = \Phi(\beta) = \Phi \left(\frac{m_{M_{ult}} - m_M}{\sqrt{S_{M_{ult}}^2 + S_M^2}} \right), \quad (10)$$

где m_M – математическое ожидание максимального изгибающего момента от внешней нагрузки; S_M – среднеквадратическое отклонение максимального изгибающего момента от внешней нагрузки; $\Phi(\cdot)$ – значение функции Лапласа.

Предельные значения вероятности разрушения (табл. 5) для зданий и сооружений предложены в [17].

Таблица 4 – Параметры армирования и показатели надежности

Класс надежности	Вероятность отказа (1 группа ПС)	Вероятность отказа (2 группа ПС)
Низкий	0,000500 ($\beta=3,29$)	0,160 ($\beta=1,00$)
Средний	0,000070 ($\beta=3,80$)	0,070 ($\beta=1,48$)
Высокий	0,000008 ($\beta=4,60$)	0,023 ($\beta=2,00$)

Производитель балок из древесно-цементного композита может провести более детальные исследования, чтобы определить функцию распределения вероятностей для прочности изделия. Если статистические данные ограничены, можно использовать специальные теории анализа данных [18]. На основе представленного алгоритма можно проводить RBDO (reliability based design optimization) [19, 20]. Развитие понимания влияния изменчивости случайных величин на надежность балки позволяет повысить качество выпускаемых балок.

Выводы

1. В статье предложен новый подход к анализу армирования балок из древесно-цементного композита на основе вероятностно-статистических алгоритмов оценки надежности, что позволяет исследовать влияние изменчивости расчетных параметров на общий уровень надежности балки. Установлено, что в математической модели предельного состояния присутствуют случайные величины с различными функциями распределения вероятностей, что делает аналитический расчет индекса надежности и вероятности

безотказной работы затруднительным. В связи с этим, разработан алгоритм расчета надежности на основе численного подхода – метода Монте-Карло.

2. По результатам экспериментальных исследований установлено, что армированная балка из древесно-цементного композита может выдерживать до 1000 кг эксплуатационной нагрузки при пролете 1,5 м (по критерию прочности нормальных сечений и жесткости (прогибу)), что позволяет рассмотреть возможность ее использования в качестве отдельных конструктивных элементов зданий и сооружений, например, перемычек. Допустимая нагрузка на экспериментальный образец для обеспечения индекса надежности выше $\beta = 3,0$ составила 600 кг.

3. Предложена методика оценки вероятности безотказной работы для задач со случайными нагрузками на армированные балки из древесно-цементного композита. На ее основе можно выполнить расчет конструкции на заданный уровень надежности, выявить наиболее безопасное решение среди различных технических исполнений армированных балок из древесно-цементного композита.

Благодарности

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда №23-79-01035, <https://rscf.ru/project/23-79-01035/>

The research was funded by Russian Science Foundation (RSF) No. 23-79-01035. <https://rscf.ru/en/project/23-79-01035/>

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Долматов С. Н., Колесников П. Г. Исследование влияния стальных теплопроводных включений на теплотехнические свойства ограждающей конструкции из древесно-цементного композита // Хвойные бореальной зоны. 2022. Т. 40. №. 1. С. 76-83.
2. Обрезкова, В. А. Исследование изгибаемых предварительно напряженных конструкций из поризованного арболита: специальность. 05.23.01 Строительные конструкции, здания и сооружения: автореферат на соискание ученой степени кандидата технических наук / В. А. Обрезкова. Самара: СГАСУ, 2005. 20 с.
3. Dolmatov S. N., Kolesnikov P. G. Wood-Cement Composite and its Reinforcement with Wooden Bars // Key Engineering Materials. 2022. Vol. 910. Pp. 982-987.
4. Егорова Е.М., Липей О.А. Коррозионная стойкость арматуры в поризованном арболите // Бетон и железобетон. № 10. 1988. С. 39-40.
5. Andre N., Cho H. W., Baek S. H., Jeong M. K., Young, T. M. Prediction of internal bond strength in a medium density fiberboard process using multivariate statistical methods and variable selection // Wood Science and Technology. 2008. No. 42. Pp. 521-534.
6. Sanaev V. G., Zaprudnov V. I., Gorbacheva G. A., Oblivin A. N. Factors affecting the quality of wood-cement composites // Bulletin of the Transilvania University of Brasov. Series II: Forestry. Wood Industry. Agricultural Food Engineering. 2016. Vol. 9. No.2. Pp. 63-70.
7. Fadiel A.A.M., AbuLebdeh, T., Petrescu, F.I.T. Assessment of Woodcrete Using Destructive and Non-Destructive Test Methods // Materials. 2022. No. 15. Pp. 3066.
8. Korolev A., Koroleva Y., Gusev D. Wood (arbolit) concrete for bearing span structures // Construction of Unique Buildings and Structures. 2023. No. 107. Article No 10705.
9. Наназашвили, И.Х. Строительные материалы из древесно-цементной композиции. Ленинград: Стройиздат, 1990. 415 с.
10. Ягубкин А. Н. Влияние влажности на водостойкость и долговечность арболитовых изделий // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. 2012. С. 60-63.
11. Jiang C., Lu G. Y., Han X., Liu L. X. A new reliability analysis method for uncertain structures with random and interval variables // International Journal of Mechanics and Materials in Design. 2012. No. 8. Pp. 169-182.
12. Харитонов В. А., Николаев И. Н., Петров И. М. Анализ уровня качества арматурной стали А400С и А500С на основе методов математической статистики // Качество в обработке материалов. 2016. №. 1(5). С. 18-22.
13. Zeng C., Zhu J. H., Xiong C., Li Y., Li D., Walraven J. Analytical model for the prediction of the tensile behaviour of corroded steel bars // Construction and Building Materials. 2020. Vol. 258. Pp. 120290.
14. Djavanroodi F., Salman A. Variability of mechanical properties and weight for reinforcing bar produced in Saudi Arabia // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2017. Vol. 230. No. 1. Pp. 012002.
15. Соловьев С. А., Соловьева А.А. Метод вероятностного анализа надежности элементов конструкций на основе граничных функций распределения // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. № 10. С. 1545-1555.

16. Zhang H., Mullen R. L., Muhanna R. L. Interval Monte Carlo methods for structural reliability // *Structural Safety*. 2010. Vol. 32. No. 3. Pp. 183-190.
17. Marek P., Brozzetti J., Guštar M. Probabilistic Assessment of Structures Using Monte Carlo Simulation. Czech Republic, Prague: CAS, 2003. 471 p.
18. Solovyev S., Solovyeva A. Structural reliability analysis using evidence theory and fuzzy probability distributions // *Magazine of Civil Engineering*. 2021. No. 7(107).
19. Yang M., Zhang D., Han X. New efficient and robust method for structural reliability analysis and its application in reliability-based design optimization // *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020. Vol. 366. Pp. 113018.
20. Meng Z., Li G., Wang X., Sait S. M., Yildiz, A. R. A comparative study of metaheuristic algorithms for reliability-based design optimization problems // *Archives of Computational Methods in Engineering*. 2021. No. 28. Pp. 1853-1869.

REFERENCES

1. Dolmatov S. N., Kolesnikov P. G. Issledovanie vliyaniya stal'nyh teploprovodnyh vkluyucheniij na teplotekhnicheskie svoystva ograzhdayushchej konstrukcii iz drevesno-cementnogo kompozita [Study of the Influence of Steel Heat-Conducting Inclusions on the Thermal Properties of an Enclosing Structure Made of Wood-Cement Composite]. *Conifers of the Boreal Zone*. 2022. Vol. 40. No. 1. Pp. 76–83. (rus).
2. Obrezkova V. A. Issledovanie izgibaemyh predvaritel'no napryazhennykh konstrukcij iz porizovannogo arbolita [Study of Pre-Stressed Bending Structures Made of Porous Arbolite]: Specialty 05.23.01 PhD Thesis. Samara: SGASU, 2005. 20 p. (rus)
3. Dolmatov S. N., Kolesnikov P. G. Wood-Cement Composite and its Reinforcement with Wooden Bars. *Key Engineering Materials*. 2022. Vol. 910. Pp. 982-987.
4. Egorova E. M., Lipey O. A. Korroziionnaya stojkost' armatury v porizovannom arbolite [Corrosion Resistance of Reinforcement in Porous Arbolite]. *Concrete and Reinforced Concrete*. No. 10. 1988. Pp. 39–40. (rus)
5. Andre N., Cho H. W., Baek S. H., Jeong M. K., Young, T. M. Prediction of internal bond strength in a medium density fiberboard process using multivariate statistical methods and variable selection. *Wood Science and Technology*. 2008. No. 42. Pp. 521-534.
6. Sanaev V. G., Zaprudnov V. I., Gorbacheva G. A., Oblivin A. N. Factors affecting the quality of wood-cement composites. *Bulletin of the Transilvania University of Brasov. Series II: Forestry. Wood Industry. Agricultural Food Engineering*. 2016. Vol. 9. No. 2. Pp. 63-70.
7. Fadiel A.A.M., AbuLebdeh, T., Petrescu, F.I.T. Assessment of Woodcrete Using Destructive and Non-Destructive Test Methods. *Materials*. 2022. No. 15. Pp. 3066
8. Korolev A., Koroleva Y., Gusev D. Wood (arbolit) concrete for bearing span structures. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2023. No. 107. Article No 10705. (rus)
9. Nanazashvili I. H. Stroitel'nye materialy iz drevesno-cementnoj kompozicii [Building Materials Made of Wood-Cement Composite]. Leningrad: Stroyizdat, 1990. 415 p. (rus)
10. Yagubkin A. N. Vliyanie vlazhnosti na vodostojkost' i dolgovechnost' arbolitovykh izdelij [Influence of Moisture on Water Resistance and Durability of Arbolite Products]. *Bulletin of Polotsk State University. Series F. Construction. Applied Sciences*. 2012. Pp. 60–63. (rus)
11. Jiang C., Lu G. Y., Han X., Liu L. X. A new reliability analysis method for uncertain structures with random and interval variables. *International Journal of Mechanics and Materials in Design*. 2012. No. 8. Pp. 169-182.
12. Kharitonov V. A., Nikolaev I. N., Petrov I. M. Analiz urovnya kachestva armaturnoj stali A400S i A500S na osnove metodov matematicheskoy statistiki [Analysis of the Quality Level of Reinforcing Steel A400C and A500C Based on Methods of Mathematical Statistics]. *Quality in Material Processing*. 2016. No. 1 (5). Pp. 18–22. (rus)
13. Zeng C., Zhu J. H., Xiong C., Li Y., Li D., Walraven J. Analytical model for the prediction of the tensile behaviour of corroded steel bars. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 258. Pp. 120290.
14. Djavanroodi F., Salman A. Variability of mechanical properties and weight for reinforcing bar produced in Saudi Arabia. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2017. Vol. 230. No. 1. Pp. 012002.
15. Solovyev S. A., Solovyeva A. A. Method of Probabilistic Analysis of Structural Element Reliability Based on Boundary Distribution Functions. *Bulletin of Moscow State University of Civil Engineering*. 2023. Vol. 18. No. 10. Pp. 1545–1555. (rus)
16. Zhang H., Mullen R. L., Muhanna R. L. Interval Monte Carlo methods for structural reliability. *Structural Safety*. 2010. Vol. 32. No. 3. Pp. 183-190.
17. Marek P., Brozzetti J., Guštar M. Probabilistic Assessment of Structures Using Monte Carlo Simulation. Czech Republic, Prague: CAS, 2003. 471 p.
18. Solovyev S., Solovyeva A. Structural reliability analysis using evidence theory and fuzzy probability distributions. *Magazine of Civil Engineering*. 2021. No. 7(107)
19. Yang M., Zhang D., Han X. New efficient and robust method for structural reliability analysis and its application in reliability-based design optimization. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2020. Vol. 366. Pp. 113018.

20. Meng Z., Li G., Wang X., Sait S. M., Yıldız, A. R. A comparative study of metaheuristic algorithms for reliability-based design optimization problems. *Archives of Computational Methods in Engineering*. 2021. No. 28. Pp. 1853-1869.

Информация об авторах

Соловьев Сергей Александрович

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, ул. Ленина, д. 15, Россия
кандидат технических наук, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства
E-mail: solovevsa@vogu35.ru

Шевцов Леонид Сергеевич

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, ул. Ленина, д. 15, Россия
аспирант, преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства
E-mail: shevcovls@vogu35.ru

Соловьева Анастасия Андреевна

ФГБОУ ВО «Вологодский государственный университет» (ВоГУ), г. Вологда, ул. Ленина, д. 15, Россия
старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства
E-mail: solovevaaa@vogu35.ru

Information about the authors

Solovyev Sergey Alexandrovich

Vologda State University, Vologda, Russia
Candidate of tech, sciences, associate professor of the industrial and civil construction department
E-mail: solovevsa@vogu35.ru

Shevcov Leonid Sergeevich

Vologda State University, Vologda, Russia
lecturer, post-graduate student the industrial and civil construction department
E-mail: shevcovls@vogu35.ru

Solovyeva Anastasia Andreevna

Vologda State University, Vologda, Russia
lecturer, post-graduate student the industrial and civil construction department
E-mail: solovevsa@vogu35.ru

А.В. ТУР¹¹ Брестский государственный технический университет, г. Брест, Беларусь

ДИФФЕРЕНЦИАЦИЯ МЕР НАДЁЖНОСТИ ПРИ ПРОВЕРКАХ ЖИВУЧЕСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ В ОСОБЫХ РАСЧЁТНЫХ СИТУАЦИЯХ

Аннотация. Научно-обоснованное назначение целевых значений мер надёжности является первым и одним из наиболее важных шагов, как при калибровке системы частных коэффициентов, включенных как в современные предписывающие нормы проектирования конструкций, так и при выполнении проверок предельных состояний на основе прямых вероятностных расчетов и расчётов рисков в рамках новой парадигмы проектирования, основанного на выходном результате или отклике.

В исследованиях в качестве минимальных допустимых мер надёжности приняты пороговые значения вероятностей отказа и соответствующих индексов надёжности, полученные на основе базового требования обеспечения безопасности жизнедеятельности. Данный подход реализован с использованием LQI-критерия, при вычислении константы относительных затрат на спасение жизни, для социально-экономических условий Республики Беларусь. Пороговые значения параметров принятия решения, полученные из условий обеспечения безопасности жизнедеятельности, определяют границу области, в которой следует выполнять экономическую оптимизацию мер надёжности.

Установлены целевые значения параметров надёжности, применяемые при проверках живучести в особых расчётных ситуациях, для социально-экономических условий Республики Беларусь, что позволяет обоснованно выполнить калибровку глобального коэффициента безопасности при выполнении нелинейного анализа поврежденных конструктивных систем. Из сравнения основных индикаторов социально-экономического развития можно заключить, что полученные меры надёжности применимы, с незначительными корректировками, и к условиям Российской Федерации.

Ключевые слова: особая расчётная ситуация, проверки живучести, меры надёжности, конструктивная система.

A.V.TUR¹¹ Brest State Technical University, Brest, Belarus

DIFFERENTIATION OF THE TARGET RELIABILITY MEASUREMENTS FOR STRUCTURAL SYSTEMS ROBUSTNESS CHECKING IN ACCIDENTAL DESIGN SITUATIONS

Abstract. The scientifically based assignment of target values of reliability measures is the first and one of the most important steps, both when calibrating the system of partial coefficients included in modern prescriptive standards for the design of structures, and when performing limit state checks based on direct probabilistic calculations and risk calculations within the framework of a new design paradigm based on the performance-based output result or a response.

In the research, threshold values of failure probabilities and corresponding reliability indices, obtained on the basis of the basic requirement for ensuring life safety, are used as minimum acceptable reliability measures. This approach is implemented using the LQI- criterion, when calculating the constant of the relative cost of saving lives, for the socio-economic conditions of the Republic of Belarus. The threshold values of the decision-making parameters obtained from the conditions for ensuring the safety of life determine the boundary of the area in which the economic optimization of reliability measures should be performed.

The target values of reliability parameters used in survivability checks in special design situations for the socio-economic conditions of the Republic of Belarus have been established, which makes it possible to reasonably calibrate the global safety coefficient when performing a nonlinear analysis of damaged structural systems. From a comparison of the main indicators of socio-economic development, it can be concluded that the reliability measures obtained are applicable, with minor adjustments, to the conditions of the Russian Federation.

Keywords: *accidental design situation, robustness checking, reliability measurements, structural system.*

Введение

В соответствии с требованиями норм [1] проверки предельных состояний конструкций в рамках предписывающего вероятностного проектирования выполняются с использованием вероятностных моделей сопротивлений и воздействий, путём сравнения вычисленных мер надёжности (значений вероятностей отказа P_f и связанных с ними индексов надёжности β_f) с их допустимыми целевыми значениями, установленными в нормативных документах (P_{tag} и β_{tag}). В общем случае процедуру оценивания надёжности конструкции можно считать полной, если адекватно определены сравниваемые меры надёжности как в левой, так и в правой частях базового критерия согласно [1] (неравенства вида $P_f \leq P_{tag}$ или $\beta_f \geq \beta_{tag}$).

Таким образом для проверки надёжности поврежденной конструкции/конструктивной системы в рамках принятой концепции метода предельных состояний, следует ответить, как минимум, на следующие вопросы:

1. Какова допустимая или целевая вероятность отказа, которая может быть принята в качестве нормируемой меры надёжности в особой расчётной ситуации, когда выполняется оценка живучести поврежденной конструктивной системы?

2. Для какого уровня оценивания (отдельный элемент конструкции, конструкция или конструктивная система в целом) следует выполнять нормирование мер надёжности? Определять ли вероятности отказа элемента конструкции или конструктивной системы в целом? Как соотносятся эти вероятности?

3. Следует ли постоянно прибегать к вычислению вероятностей отказа конструкции или можно использовать упрощенные методы, обеспечивающие неявное достижения целевого уровня надёжности, в том числе, с использованием глобальных коэффициентов безопасности при выполнении нелинейных расчётов конструктивной системы в целом.

Как было показано в работах [12, 13], ответы на поставленные вопросы должны быть даны с учетом особенностей, присущих оцениванию надёжности строительных конструкций, которые, в общем случае, были сформулированы в [2].

Следует отметить, что особенности, приведенные в [2], характерны для условий нормальной эксплуатации, когда предполагается, что отказ здания наступает «естественным» путём, например, в результате деградации свойств материалов при агрессивных воздействиях за полный жизненный цикл. Однако, при наступлении особых расчётных ситуаций частота обрушений зданий, возведенных примерно в одно время с использованием предписывающих норм, в основу которых положены близкие значения целевых мер надёжности, возрастает. Разработка унифицированных методов проектирования железобетонных конструкций, включенных в Кодекс – образец (*fib* Model Code 2020) [4], а далее – в систему Еврокодов [5, 6], создаёт дополнительные возможности для анализа аварий строительных сооружений по данным различных стран, в частности, принимая во внимание особые расчётные ситуации.

В нашей статье [2] были детально проанализированы общепринятые подходы к назначению допустимых целевых мер надёжности, внесенных в действующие СН 2.01.01-2020 [1], ТКП-ЕН1990 [5], проект нового prEN1990 [7], СТБ-ISO 2394:2015 [8], сформулированы собственные предложения, касающиеся определения целевой вероятности отказа как для отдельных элементов конструкции, так и конструктивных систем в целом в условиях нового строительства.

Значения параметров надёжности, включенные в нормативные документы в качестве допустимых или целевых, зависят от многих параметров, на которые оказывает влияние социально-экономические условия страны, включая последствия отказа (например, социальные последствия и влияние на экономику региона, пострадавшего от отказа), относительные затраты на меры безопасности, моральный износ/амортизация и процентные ставки дисконтирования. Целевые меры надёжности, включенные в ТКП-ЕН 1990 [5] и СН 2.01.01 [1], являются индикативными для социально-экономических условий развитых стран и установлены на основе экономической (монетарной) оптимизации.

Для условий развивающихся стран и регионов, могут быть установлены более низкие целевые значения мер надёжности с учетом соответствующих социально-экономических индикаторов, используя, например, подход, основанный на т.н. «индексе качества жизни» (LQI), изложенный в ISO 2394:2015 [8]. В специальных случаях, в частности при проектировании конструктивной системы в особых расчётных ситуациях, определение целевых мер надёжности, по нашему мнению, следует устанавливать путем вероятностной оптимизации риска, принимая LQI-критерий в качестве ограничения целевой функции.

Проблема принятия решения при установлении целевых значений вероятностных мер надёжности конструктивных систем может быть сформулирована следующим образом: *Инвестирование в конструктивную безопасность снижает вероятность появления нежелательного события (обозначаемого как “отказ”), которое может приводить к монетарным (экономическим) и гуманитарным (человеческим) потерям (последствиям).*

При этом следует иметь ввиду, что социальные/общественные ресурсы, направляемые на спасение жизней всегда ограничены, и их необходимо инвестировать в наиболее эффективные и доступные меры по снижению риска. Оптимального распределения ресурсов при оценке решений, касающихся снижения риска для жизни человека можно достичь, применяя *принцип предельных затрат на спасение жизни MLSC* (англ.- *Marginal Life Saving Costs Principle*), в соответствии с которым, согласно ISO 2394:2015 [8 с.15] *“принимаемые решения, оказывающие влияние на безопасность жизнедеятельности человека считаются приемлемыми, если расходы, связанные с инвестированием в возможные меры, направленные на спасение одной дополнительной/анонимной жизни сбалансированы затратами, которые общество готово нести ради спасения одного статистического индивида”*. Для получения количественных критериев допустимого риска предельные затраты на спасение жизни необходимо сравнить с общественной готовностью платить (SWTP) за даже незначительное повышение безопасности жизнедеятельности, которое можно определить с помощью индекса качества жизни (LQI).

Таким образом, целевые требования к надёжности конструкций следует устанавливать на *национальном уровне*. При этом, требования надёжности устанавливают, как правило, опираясь на анализ рисков с учетом следующих аспектов:

– минимальные требования надёжности зависят от социально-экономического потенциала общества и его готовности инвестировать в безопасность жизнедеятельности каждого человека;

– целевые требования надёжности, предъявляемые к конструкции, зависят от ожидаемых последствий отказа, включая расходы, связанные с проектированием, возведением, обслуживанием, ремонтами в течение некоторого реферативного периода времени, для которого она проектируется (как правило, полного жизненного цикла).

При этом, требования надёжности должны быть выполнены для всех возможных сценариев отказа, включая как отказ отдельного элемента, разрушение значительной части или всей конструктивной системы в целом. При проверках живучести строительных сооружений в особых расчётных ситуациях калибровка значений глобальных коэффициентов

безопасности становится важнейшей проблемой, которая связана с нормированием допустимых значений мер надёжности для поврежденной системы.

Модели и методы исследований

Вероятностная оптимизация целевых мер надёжности

Научно-обоснованное назначение целевых значений мер надёжности является первым, и, по-видимому, одним из наиболее важных шагов, как при калибровке системы частных коэффициентов, включенных как в современные предписывающие нормы проектирования конструкций, так и при выполнении проверок предельных состояний на основе прямых вероятностных расчетов и расчётов рисков в рамках новой парадигмы проектирования, основанного на выходном результате или отклике согласно [4].

Как было показано ранее в наших работах [2], практически все нормы, содержащие требования к основам проектирования, включая и *Probabilistic Model Code* [9], устанавливают индикативные значения целевых мер надёжности, рассматривая отказы на уровне конструктивной системы (PMC JCSS [9]), либо на уровне отдельного элемента конструкции (ТКП-EN1990 [5], ISO 2394 [8] и т.д.) при доминирующей форме отказа системы и основываясь, главным образом, на *монетарной оптимизации* (англ. *Monetary optimization*) или оптимизации экономических затрат [8].

Вместе с тем, ISO 2394:2015 [8] (Приложение G) содержит указания по выполнению оптимизации мер надёжности, основанной на критерии обеспечения безопасности жизнедеятельности (т.н. *LQI* - критерий). На рисунке 1 схематически показано взаимодействие между параметрами безопасности (параметрами принятия решений), устанавливаемыми на основе положений монетарной/экономической оптимизации p^* и граничными (пороговыми) значениями p_{acc} установленными из условия обеспечения безопасности жизнедеятельности (критерия допустимого риска для жизни людей).

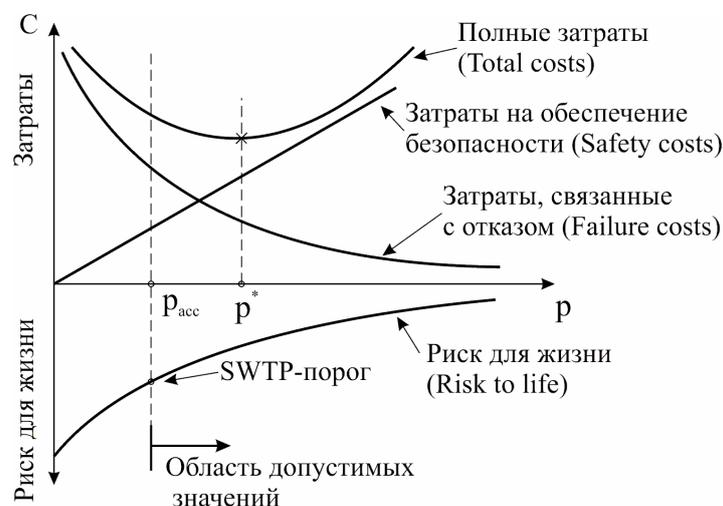


Рисунок 1 – Взаимодействие критериев монетарной/экономической оптимизации p^* и социального критерия p_{acc} , связанного с инвестированием общества в безопасность жизнедеятельности [8]

При калибровке целевых значений вероятностных мер надёжности, с одной стороны, определяют некоторое оптимальное значение параметра принятия решения p^* (как уровня обеспечения безопасности конструкции, определяемого в общем случае как отношение среднего значения сопротивления к среднему значению эффекта воздействия $p = \gamma G = \mu_R / \mu_E$) на основе монетарной оптимизации, а с другой- минимального (порогового) значения параметра принятия решения p_{acc} , определяющего границу допустимой области параметра p , в пределах которой следует выполнять монетарную оптимизацию.

В настоящей работе принята следующая *предпосылка*: при проверках конструктивных систем в особых расчётных ситуациях в качестве минимальных допустимых мер

надёжности приняты пороговые значения вероятностей отказа и соответствующих индексов надёжности, установленные при помощи LQI-критерия из условия обеспечения безопасности жизнедеятельности.

Вероятность отказа $P_f(p)$ определяют, используя простую функцию состояния с параметром принятия решения в виде т.н. глобального коэффициента безопасности:

$$P_f(p) = P_{rob} [(R - E) < 0]. \quad (3)$$

Согласно [10, 11] зависимость вероятности отказа от параметра принятия решения p (глобального коэффициента безопасности γ_G) в первом приближении может быть определена в предположении логнормального (LN) распределения как сопротивления, так и эффектов воздействий по формуле:

$$P_f(p) = p [g = R - E < 0] = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{1}{p} \sqrt{\frac{V_R^2 + 1}{V_E^2 + 1}} \right)}{\sqrt{\ln \left((V_R^2 + 1)(V_E^2 + 1) \right)}} \right]. \quad (4)$$

Затраты на возведение $C(p)$ строительного сооружения моделируют линейной функцией глобального коэффициента безопасности:

$$C(p) = C_0 + C_1 p, \quad (5)$$

и тогда целевая функция монетарной оптимизации согласно [2, 10] может быть сформулирована следующим образом:

$$\min_p \left\{ T(p) = [C_0 + C_1 p] + \left[(C_0 + C_1 p) \frac{\omega}{\gamma} \right] + [C_0 + C_1 p + H] \frac{P_f(p)}{\gamma} \right\} \quad (6)$$

Связывая все компоненты затрат с “фиксированной” стоимостью возведения C_0 , оптимальный уровень надёжности может быть определен как функция затрат на обеспечение конструктивной безопасности и ущерба от отказа. Следует отметить, что классы по последствиям отказа в ТКП-EN1990 [5] и ISO 2394:2015 [8] определены с учетом относительной стоимости мер безопасности C_1/C_0 , коэффициента морального износа ω и коэффициентов вариации сопротивлений и эффектов воздействий V_R и V_E соответственно.

Вместе с тем, ISO 2394:2015 [8] устанавливает требование, в соответствии с которым целевая вероятность отказа может быть определена на основе монетарной оптимизации только тогда, когда **минимизирован риск утраты человеческой жизни в результате обрушения конструктивной системы (другими словами – определено предельное или пороговое значение меры надёжности)**.

Если данное требование не выполняется, т.е. мера надёжности, определенная на основе монетарной оптимизации, не превышает величину ограничения, вытекающего из критерия обеспечения безопасности жизнедеятельности, для определения предельных целевых значений мер надёжности *следует использовать LQI-критерий*. В работах [10-13] основываясь на LQI-критерии, был выведен т.н. показатель предполагаемых затрат на предотвращение смертельных исходов ICAF (*Implied Costs to Avert a Fatality*), который был использован в работах [10-13] для вероятностной оптимизации строительных конструкций.

Получение минимальных целевых мер надёжности на основе критерия LQI

При формулировании критерия, применяемого для оценивания пороговых значений целевых мер надёжности, основанного на LQI, предельные затраты на сохранение жизни следует выделить из целевой функции (6). Опираясь на положения ISO 2394:2015 [8], можно сформулировать следующее правило: *при установлении критерия, основанного на LQI достаточно количественно определить предельный прирост затрат на возведение и моральный износ конструкции при соответствующем изменении (снижении) риска для жизни (см. рисунок 1), в зависимости от параметра принятия решения. Приемлемую область допустимых решений можно определить с помощью следующего критерия:*

$$-\frac{dP_f(p)}{dp} \leq \frac{C_1(\gamma_s + \omega)}{\frac{g}{q} C_x \cdot N_F} = k_1. \quad (7)$$

Числитель правой части неравенства (7) $C_1(\gamma_s + \omega)$ показывает, насколько возрастают годовые затраты, связанные с обеспечением мер конструктивной безопасности при повышении на единицу параметра принятия решения p (глобального коэффициента безопасности γ_G). В знаменателе правой части неравенства (7) в монетарных единицах приведены последствия утраты N_F человеческих жизней в результате отказа. Таким образом, коэффициент k_1 содержит информацию о соотношении затрат на обеспечение мер конструктивной безопасности и расходов, связанных с предельными затратами на сохранение человеческой жизни (SWTP). Рисунок 2 иллюстрирует общий алгоритм количественной оценки порогового значения $p_{f,acc}$.



Рисунок 2 - Схема определения целевых значений вероятности отказа $p_{f,acc}$ на основе LQI-критерия обеспечения безопасности жизнедеятельности согласно [10]

Таким образом, константа k_1 является мерой, связывающей затраты на обеспечение безопасности конструкции с монетизированными последствиями отказа в терминах утраты человеческих жизней в случае наступления отказа.

Определение минимальных целевых значений мер надёжности на основе LQI-критерия для социально-экономических условий Республики Беларусь

Калибровки основных социально-экономических индикаторов

Прежде, чем перейти к установлению нормируемых минимальных мер надёжности, применяемых при проверках конструктивных систем в особых расчётных ситуациях, были выполнены калибровки основных социально-экономических индикаторов, входящих в расчётные модели определения пороговых значений параметров принятия решения и вероятностей отказа исходя из требований обеспечения безопасности жизнедеятельности для социально-экономических условий Республики Беларусь. Следует отметить, что уровень

проработки их соответствует поставленной задаче *укрупненного* определения показателей надёжности для целей нормирования, поэтому некоторые из них были приняты консервативно, как и в работе [14] для периода 2010-2020г.г. Результаты расчёта основных затрат, которые экономически целесообразно инвестировать в безопасность жизнедеятельности для условий Республики Беларусь представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Расчет затрат, которые экономически целесообразно инвестировать в безопасность жизнедеятельности для условий Республики Беларусь

№ п/п	Расчетный параметр, источник	Ед. изм.	Годы		
			2021	2022	2023
1	Ожидаемая продолжительность жизни при рождении e , [17-20]	год	76,3	76,4	76,7
2	ВВП, G [17-20]	млрд. руб.	173,2	191,4	198,1
		млрд. долл. США	68,21	62,40	60,00
3	Численность населения P , [21,22]	тыс. чел.	9255	9200	9200,6
4	в т. ч. занятого в экономике M , [21,22]	тыс. чел.	4300	4215	4148
5	Денежные доходы на душу населения в месяц W , [21-23]	руб.	908,2	1027,1	1100,2
6	Валовый продукт на душу населения $g = G / P$	руб.	18542	20804	21532
		долл. США	7302	6782	6522
7	Коэффициент соотношения продолжительности труда к отдыху $w = \frac{h \cdot M}{P}$	-	0,110	0,109	0,108
8	$\beta = \frac{12 \cdot W}{g}$	-	0,615	0,600	0,598
9	Коэффициент, зависящий от активной фазы жизни $q = \frac{w}{\beta \cdot (1 - w)}$	-	0,200	0,200	0,200
10	$ICAF = \frac{g \cdot e}{0.25 \cdot q}$	тыс. руб.	1768,0	1986,8	2064,4
		тыс. долл. США	696,4	647,7	625,3
11	$LQI = \frac{g^q \cdot e}{год}$	руб.	544,7	558,1	564,2
		долл. США	452,07	446,0	444,2
12	$SWTP = \frac{g}{q} \cdot C_x$	тыс. руб.	3244	3640	3768
		тыс. долл. США	1278	1186	1141

Результаты исследования и их анализ

С учётом результатов анализа, выполненного специально для определения ожидаемого числа жертв, была принята эмпирическая модель R. Hingogani и др. [15] в виде эмпирического выражения:

$$N_F = 0.72 O_{col}^{0.515} A_{col}^{0.051}, \quad N_F \geq 1. \quad (8)$$

Следует отметить, что приведенная модель (8) имеет ряд ограничений, которые следует учитывать при анализе: (а) площадь обрушения, принимаемая в расчёт изменяется от $A_{col,min} =$

20 м² до $A_{col,mfч} = 2400$ м²; (б) коэффициент заполняемости (количество людей на 1 м² площади) $O_{сicol}/A_{col}$ на момент обрушения варьируется от 1/270 до 1/3 (чел./м²). Принятый диапазон коэффициента заполняемости позволяет охватить все классы последствий.

Результаты вычисления потенциального числа жертв N_F для данной площади обрушения A_{col} и коэффициента заполняемости $O_{сicol}$, а также отношение $n_F = N_F/A_{col}$, показывающее удельное число жертв на единицу площади обрушения показаны на рисунках 3 и 4. Как видно из полученных результатов вычислений, (см. рисунки 3 и 4) с увеличением площади обрушения A_{col} (при отношении $O_{сicol}/A_{col} = const$) абсолютное число жертв N_F возрастает, а удельное число n_F – убывает, вне зависимости от коэффициента заполнения (класса по последствиям). Введение удельной характеристики для оценки числа жертв (чел./м²) было обусловлено тем, что при вычислении константы k_1 принята фиксированная удельная стоимость возведения C_0 из которой, пользуясь отношением C_1/C_0 определяли стоимость мер конструктивной безопасности (в USD/м²). Вместе с тем, графики на рисунках 3 и 4 явно показывают влияние масштабного фактора (размеров конструктивной системы) на значения целевых мер надёжности, даже при условии нормализации к площади обрушения A_{col} .

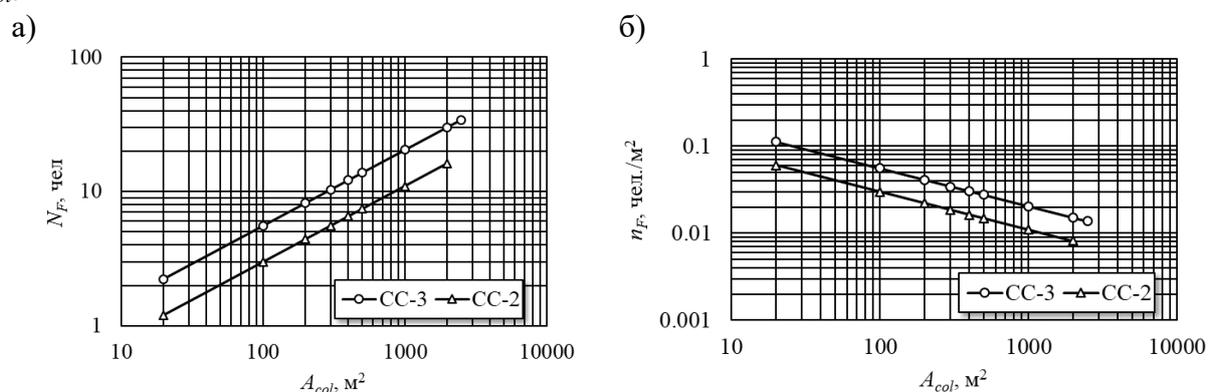


Рисунок 3 – Зависимость общего N_F (а) и удельного n_F (б) числа жертв от площади обрушения по модели R.Hingorani [15]

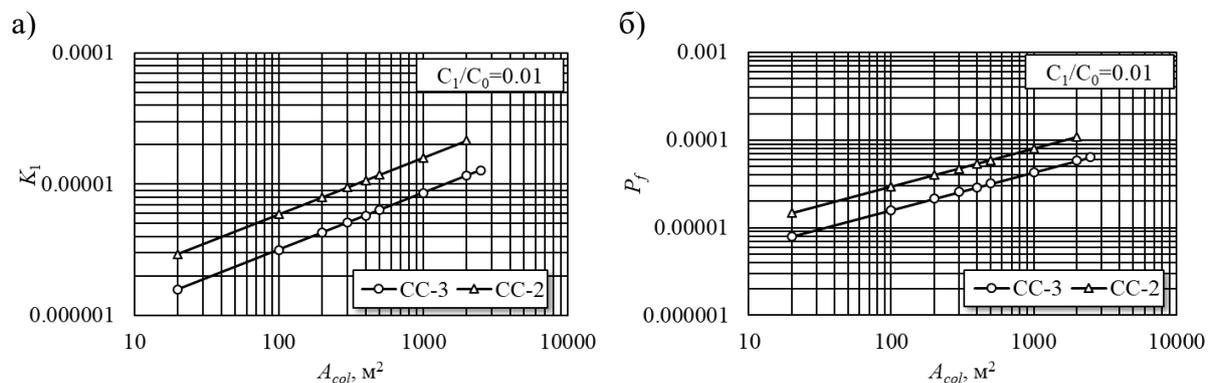


Рисунок 4 – Зависимость константы K_1 (а) и вероятности отказа P_f (б) от площади обрушения по модели R.Hingorani [15]

Классы последствий

Для дифференциации мер надёжности классы последствий (CC) установлены с учетом потенциальных последствий отказа в зависимости от типа конструкции, ее использования и обеспечения живучести после появления локальных/иницирующих повреждений.

Основываясь на положениях единого методологического подхода, для зданий независимая дифференциация мер надёжности может быть выполнена исключительно на основе *потенциальных последствий для жизни людей, связанных с конкретным сценарием обрушения, которые согласно [15] зависят от следующих параметров:*

- масштабов ущерба в соответствии со сценарием обрушения, количественно выраженных посредством прогнозируемой площади обрушения здания A_{col} (по существу, площадь обрушения, явно присутствующая в моделях последствий, неявно выражает потенциальное число жертв);

- коэффициента заполняемости данной площади, $\mu_{Ai} = Ocu_{col}/A_{col}$ (количество лиц, подвергающихся риску Ocu_{col} , приходящихся на единицу площади A_{col}).

Коэффициент заполняемости $\mu_{Ai} = Ocu_{col}/A_{col}$ (чел/м²), относящийся к конкретному сценарию обрушения элемента конструкции, также может использоваться для определения класса последствий СС согласно [1, 5]. Классификация конструкций по последствиям отказа может быть представлена следующим образом:

- **СС1:** небольшое число людей N , подвергающихся риску в зоне обрушения; $\mu_{Ai} \leq 0,01$ (типичными примерами являются помещения в зданиях, в которых люди обычно бывают довольно редко, например, сельскохозяйственные объекты); для конструктивных систем данного класса при проверках конструктивных систем в особых расчётных ситуациях считается достаточным выполнение предписывающих норм проектирования без специальных требований и проверок;

- **СС2:** среднее число людей N в пределах прогнозируемой площади обрушения A_{col} , при выполнении условия $0,01 < \mu_{Ai} \leq 0,1$ (примеры – жилые и офисные помещения, за исключением мест скопления людей);

- **СС3:** большое число людей N в пределах прогнозируемой площади обрушения A_{col} , при выполнении условия $\mu_{Ai} > 0,1$ (примеры – помещения для собраний, включая вестибюли, вестибюли, залы ожидания, конференц-залы/пресс-центры, актовые залы, спортивные и плавательные комплексы, трибуны, кинотеатры, театры, музеи, аудитории, классные комнаты и тому подобное).

В тех случаях, когда в пределах прогнозируемой области обрушения могут быть выделены участки с различными коэффициентами заполняемости, для установления класса последствий СС принимают более консервативное или средневзвешенное значение. Коэффициент заполняемости $\mu_{Ai} = Ocu_{col}/A_{col}$ может зависеть также от характера рассматриваемого режима отказа (формы разрушения). Учитывая то обстоятельство, что пластическая форма разрушения обеспечивает пользователям достаточно раннее предупреждение о необходимости своевременной эвакуации из здания, такой сценарий консервативно исключают при оценке коэффициента заполняемости, если возможность эвакуации не будет детально проанализирована.

Определение константы K_1 и вычисление вероятности отказа

Как было показано выше, простой формат для определения минимального целевого значения мер надёжности на основе критерия приемлемости LQI может быть получен, связав пороговую надёжность с константой относительных затрат на спасение жизни K_1 , определяемой по формуле:

$$K_1 = \frac{C_1 (\gamma_s + \omega)}{\frac{g}{q} C_x n_F} = \frac{C_1 (\gamma_s + \omega)}{SWTP n_F} \quad \text{и} \quad (9)$$

$$p_{f,acc} \approx \frac{1}{5} K_1. \quad (10)$$

Как было показано ранее, значения константы K_1 содержат информацию о затратах на конструкционную безопасность $C_1 (\gamma_s + \omega)$, о последствиях отказа n_F , и SWTP для обеспечения безопасности жизнедеятельности. Следует отметить, что на полученные в результате расчётов целевые значения константы K_1 дополнительно влияют допущения, сделанные относительно распределений базисных переменных в функции состояния для конструкции и статистических

параметров изменчивости базисных переменных. В работах [10, 11] было показано, что несмотря на неизбежные различия в записи функции предельного состояния, имеет место общая тенденция изменения целевого значения вероятности отказа $p_{f,acc}$ в зависимости от константы K_1 : *увеличение константы относительных затрат на спасение жизни K_1 на один порядок приводит к изменению на порядок целевой вероятности отказа $p_{f,acc}$, которая считается допустимой, опираясь на критерий LQI*. Как показано в работах [10, 11] это утверждение справедливо в широком диапазоне изменчивости моделей сопротивлений и воздействий и, поэтому может быть использовано для получения простого формата целевых уровней надёжности, опираясь на LQI-критерий обеспечения безопасности жизнедеятельности (см. ф (9) и (10)).

Как отмечалось ранее, предложенная модель содержит монетарные затраты на обеспечение конструктивной безопасности C_1 выраженные в долях от фиксированной стоимости строительства (без учёта затрат на проектирование), в результате чего проявляется эффект масштабирования. В качестве базовой стоимости строительства жилых и офисных зданий для социально-экономических условий Республики Беларусь было принято среднее значение $C_0=1000\text{USD}/\text{m}^2$. При этом принимали значения для зданий $\omega=2\%$, а средняя ставка социального дисконтирования 8%. Значения SWTP, вычисленные по данным для периода оценивания 2021-2023 г.г. приведены в таблице 1.

Следует отметить, что при вычислении константы K_1 , авторы [10] используют ещё одно упрощение, связанное с определением удельного потенциального числа жертв n_F в уравнении (9). Для того, чтобы исключить влияние масштабного фактора, вытекающего из соотношения площади обрушения A_{col} (и, следовательно, потенциального числа жертв N_F из модели последствий) и площади нетто всего здания A_{floor} , в знаменателе уравнения (9) вместо n_F используют коэффициент заполнения μ_{Ai} (чел./ m^2), принимаемый для соответствующего класса последствий СС. При данном подходе удельное число жертв является константой для выделенных категорий нагрузочных площадей и классов последствий и не зависит от площади обрушения. Такой упрощенный подход может быть вполне оправдан для установления некоторых обобщенных мер надёжности, применяемых для калибровки частных коэффициентов или при выводе глобального коэффициента безопасности. Целевые значения мер надёжности, откалиброванные для соответствующих классов последствий СС и относительной стоимости мер безопасности C_1/C_0 , полученные опираясь на константу относительных затрат на спасение жизни K_1 , полученную с применением LQI-критерия (Таблица 2) представлены в таблице 3.

Таблица 2 – Значения константы K_1 относительных затрат на спасение жизни для условий Республики Беларусь

Класс последствий	Коэффициент заполнения	Относительная стоимость конструкционных мер безопасности C_1/C_0		
		0.001	0.01	0.1
СС1	$0.01 \leq \mu_{Ai}$	1.3E-05	1.3E-04	1.3E-03
СС2	$0.01 < \mu_{Ai} \leq 0.1$	(0.7..2.3)E-06	(0.7..2.3)E-05	(0.7..2.3)E-04
СС3	$\mu_{Ai} > 0.1$	(1.7..3.5)E-07	(1.7..3.5)E-06	(1.7..3.5)E-05

Таблица 3 – Годовые значения целевых мер надёжности, установленные из условия обеспечения безопасности жизнедеятельности на основе LQI-критерия

Класс последствий	Коэффициент заполнения	Относительная стоимость конструктивных мер безопасности C_1/C_0		
		0.001	0.01	0.1
СС1	$0.01 \leq \mu_{Ai}$	3E-06 ($\beta \approx 4.53$)	3E-05 ($\beta \approx 4.01$)	3E-04 ($\beta \approx 3.43$)
СС2	$0.01 < \mu_{Ai} \leq 0.1$	5E-07 ($\beta \approx 4.89$)	5E-06 ($\beta \approx 4.42$)	5E-05 ($\beta \approx 3.89$)
СС3	$\mu_{Ai} > 0.1$	7E-08 ($\beta \approx 5.27$)	7E-07 ($\beta \approx 4.83$)	7E-06 ($\beta \approx 4.34$)

Влияние масштабного фактора

В соответствии с [15] годовое значение вероятности отказа и соответствующее значение индекса надёжности β_{LQI} , получают рассматривая:

- средний уровень относительной стоимости мер безопасности (снижения риска) $(C_1 / C_0) = 0.005-0.01$;

- ожидаемое удельное число жертв $n_F = N_F / A_{floor}$ (чел./м.кв.) для класса:

$$CC2: N_F / A_{floor} = D(0.59A_{col}^{0.5} - 1) / A_{col} \geq 0 \quad (11)$$

$$CC3: N_F / A_{floor} = D(0.59A_{col}^{0.56} - 1) / A_{col} \geq 0 \quad (12)$$

При этом принимают допущение о том, что коэффициент распространения повреждений $D = A_{col} / A_{floor}$ является известным. Рассчитанные годовые значения константы K_1 для социально-экономических условий Республики Беларусь приведены в таблицах 4 и 5 в зависимости от прогнозируемой площади обрушения A_{col} , моделирующей последствия, удельных затрат на конструкционную безопасность и коэффициента заполняемости в зависимости от класса последствий (CC2 и CC3).

Таблица 4 – Годовые значения константы K_1 для зданий класса CC2 для условий Республики Беларусь

A_{col}, m^2	$N_F, \text{чел}$	$n_F = N_F / A_{col}, \text{чел./м}^2$	Относительная стоимость конструкционных мер безопасности C_1 / C_0		
			Малая (0.001)	Средняя (0.01)	Большая (0.1)
100	3	3.00E-02	5.84E-07	5.84E-06	5.84E-05
200	4	2.00E-02	8.76E-07	8.76E-06	8.76E-05
300	6	2.00E-02	8.76E-07	8.76E-06	8.76E-05
400	7	1.75E-02	1.00E-06	1.00E-05	1.00E-04
500	7	1.40E-02	1.25E-06	1.25E-05	1.25E-04
1000	11	1.10E-02	1.59E-06	1.59E-05	1.59E-04
2000	16	8.00E-03	2.19E-06	2.19E-05	2.19E-04

Примечания:
 1) потенциальное количество жертв N_F определено согласно [15] по формуле (8) при $\mu_{Ai} = 1/10$ для класса CC2;
 2) значения константы K_1 определены по формуле (9) при $\omega = 2\%$; $\bar{\gamma}_s = 8\%$;
 3) стоимость возведения принята как среднее удельное значение $C_0 = 1000 \text{ USD/m}^2$ – для жилых зданий.

На первом этапе анализа было принято решение об отнесении затрат на конструктивную безопасность и последствий в терминах числа жертв к единице площади обрушения A_{col} (в данном случае формально считается, что коэффициент $D = 1$). Изменение константы K_1 в зависимости от относительной стоимости мер конструктивной безопасности показано в таблицах 4 и 5, а от потенциальной площади обрушения – на рисунке 4а. Как видно из графиков приведенных на рисунке 4а, не смотря на снижение относительного числа жертв n_F при возрастании площади обрушения (при отношении $\mu_{Ai} = const.$), константа K_1 возрастает.

Таблица 5 – Годовые значения константы K_1 для зданий класса СС3 для условий Республики Беларусь

A_{col}, m^2	$N_F, \text{ чел}$	$n_F=N_F/A_{col}, \text{ чел}/m^2$	Относительная стоимость конструкционных мер безопасности C_1/C_0		
			Малая (0.001)	Средняя (0.01)	Большая (0.1)
100	5	5.00E-02	3.51E-07	3.51E-06	3.51E-05
200	8	4.00E-02	4.38E-07	4.38E-06	4.38E-05
300	10	3.33E-02	5.26E-07	5.26E-06	5.26E-05
400	12	3.00E-02	5.84E-07	5.84E-06	5.84E-05
500	13	2.60E-02	6.74E-07	6.74E-06	6.74E-05
1000	20	2.00E-02	8.76E-07	8.76E-06	8.76E-05
2000	29	1.45E-02	1.21E-06	1.21E-05	1.21E-04
2500	33	1.32E-02	1.33E-06	1.33E-05	1.33E-04

Примечания:
 1) потенциальное количество жертв N_F определено согласно [15] по формуле (8) при $\mu_{Ai} = 1/3$ для класса СС3;
 2) значения константы K_1 определены по формуле (9) при $\omega = 2\%$; $\bar{\gamma}_s = 8\%$;
 3) стоимость возведения принята как среднее удельное значение $C_0=1000 \text{ USD}/m^2$ – для общественных зданий.

При этом следует обратить внимание на одно важное, на наш взгляд, обстоятельство. В таблице 6 приведены для сравнения социально-экономические индикаторы, применяемые при расчёте значения константы K_1 для социально-экономических условий Республики Беларусь и Швейцарии (по данным [10]), население которой (9006640 чел. в 2023 году) близко к населению Республики Беларусь (9200000 чел. в 2023г.), но ВВП на душу населения отличается примерно в 10 раз.

Таблица 6 – Основные социально-экономические индикаторы, использованные при расчете K_1

Индикатор \ Страна	Беларусь	Швейцария [10]
$g \text{ (USD/чел)}$	7020	79 671
ω	0,117	0,12
β	0,659	0,72
q	0,201	0,19
SWTP (USD×10 ⁻⁶)	1,15	5,7

На рисунке 5 показана зависимость константы K_1 от уровня тяжести последствий (выраженного в удельном числе жертв $n_F, \text{ чел.}/m^2$) для зданий класса СС2 ($C_0 =1000 \text{ USD}/m^2$ – для условий РБ и $C_0=2280 \text{ USD}/m^2$ – для условий Швейцарии) при различной относительной стоимости мер конструктивной безопасности ($C_1 / C_0 =0.001; 0.01; 0.1$). Несмотря на существенные различия в величине ВВП на душу населения (см. таблицу 6) и результирующее значение SWTP (1.05 млн. USD для РБ и 5.7 млн. USD – для Швейцарии), при фактических значениях стоимости $1 m^2$ для определенной категории здания ($C_0 =1000 \text{ USD}/m^2$ – для условий РБ и $C_0=2280 \text{ USD}/m^2$ – для условий Швейцарии) при принятых ставках дисконтирования, значения константы K_1 (см. рисунок 5) практически не отличаются, что даёт примерно равные значения мер надёжности (вероятности отказа, рассчитанной по формуле (9)) для целого ряда стран Европы, включая Республику Беларусь. Отсюда, очевидно следует, что значение константы K_1 , определяющей пороговое значение параметра принятия решения из условий безопасности жизнедеятельности можно принять равным для целой группы стран, включая Республику Беларусь.

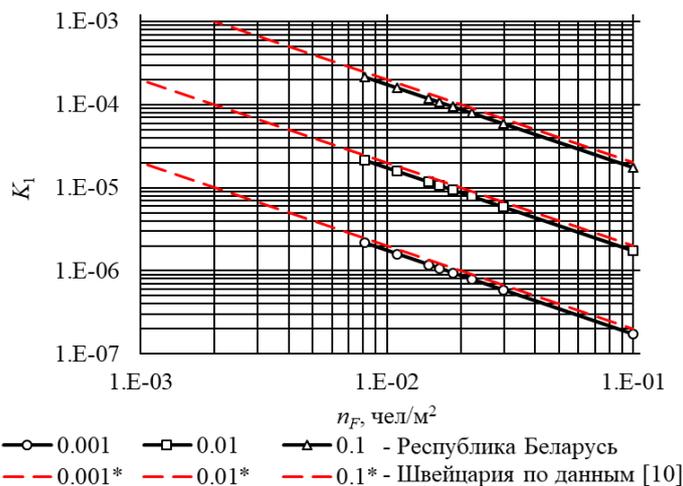


Рисунок 5 – График изменения константы K_1 в зависимости от последствий отказа (уд. числа жертв, чел/м²) при различных отношениях C_1/C_0

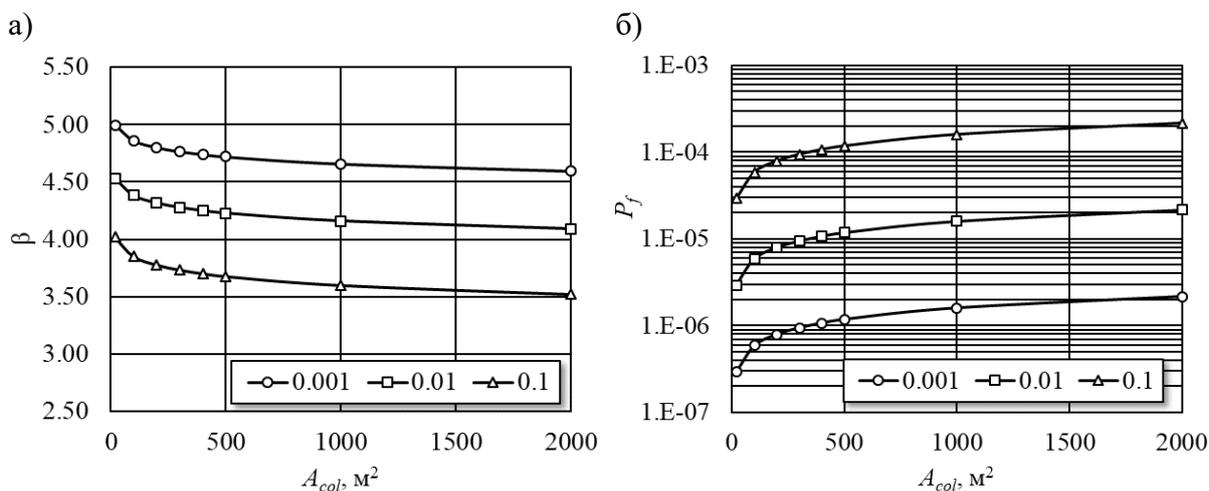


Рисунок 6 – Зависимость индекса надежности (а); вероятности отказа (б); от площади обрушения для конструктивных систем класса СС2

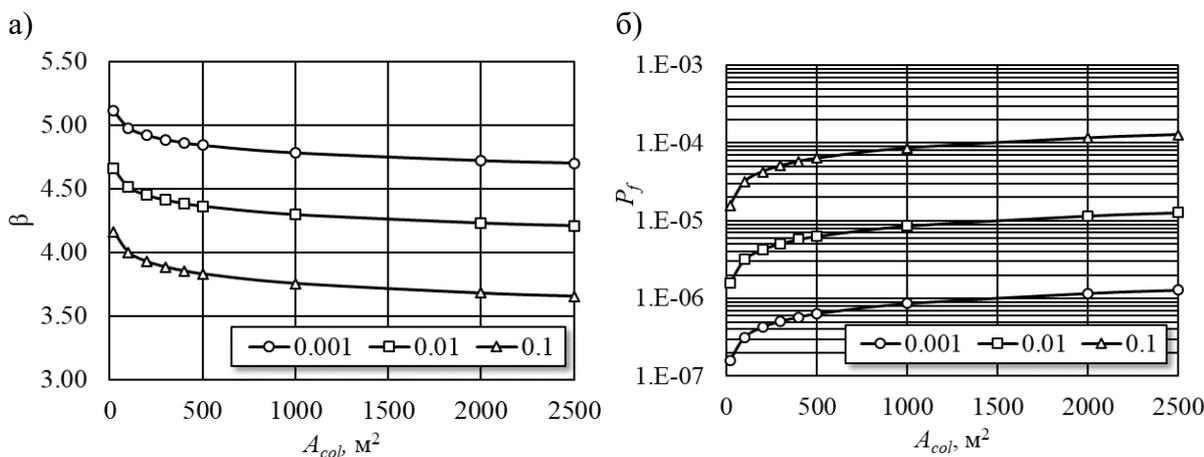


Рисунок 7 – Зависимость индекса надежности (а); вероятности отказа (б); от площади обрушения для конструктивных систем класса СС3

Как видно из полученных результатов (см. таблицы 7-8 и рисунки 6-7), показывающих как связаны между собой меры надёжности и последствия для различных категорий зданий, с увеличением прогнозируемой площади обрушения A_{col} (как индикатора последствий) минимальное целевое значение индекса надёжности $\beta_{tag,acc}$ снижается. Здесь проявляется влияние масштабного фактора, зависящего от размеров здания. Вместе с тем, если построить график, связывающий меры надёжности (целевую вероятность отказа и соответствующее значение индекса надёжности) и площади обрушения для конкретного здания с площадью-нетто (например, как показано на рисунке 8), то с увеличением площади обрушения (с ростом коэффициента распространения повреждения $D = A_{col}/A_{floor}$) значения целевых уровней надёжности возрастают, что соответствует принятой концепции надёжности.

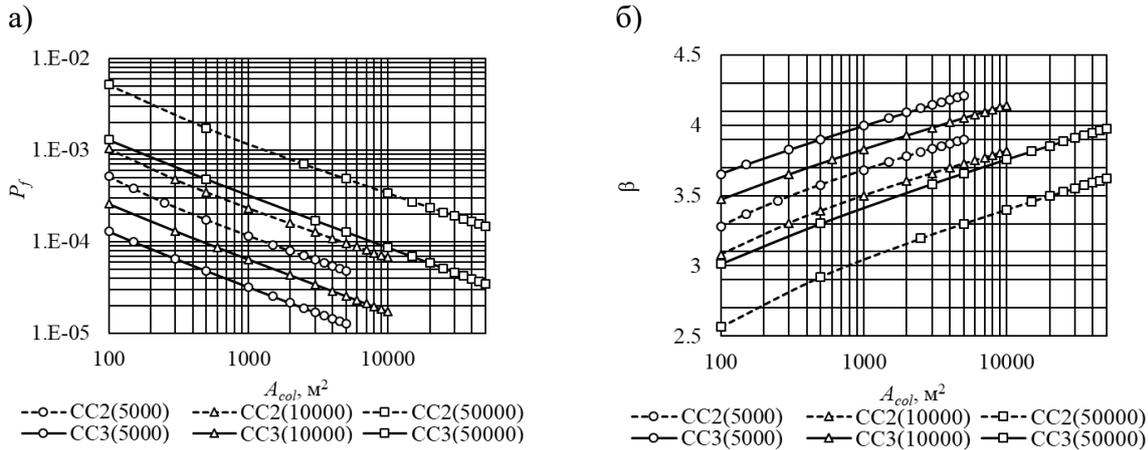


Рисунок 8 – Зависимость (а) допустимой вероятности отказа P_f и (б) индекса надёжности β_{LQI} от площади обрушения для различных значений площади здания A_{floor}

Учитывая то обстоятельство, что минимальные значения целевых индексов надёжности $\beta_{tag,acc}$ изменяются ощутимо только при площадях $A_{col} \leq 100\text{м}^2$ (см. рисунки 6 и 7) было предложено для каждого класса последствий выделить три характерных участка, в пределах которых средневзвешенные значения индексов надёжности можно считать постоянными (при соответствующих значениях удельного числа жертв n_F : $n_F < 0.01$; $0.01 \leq n_F < 0.03$; $n_F \geq 0.03$). С учётом этого обстоятельства была составлена таблица 7, содержащая допустимые минимальные меры надёжности, определенные на основе LQI- критерия для условий Республики Беларусь и учитывающие рассчитанное удельное число жертв n_F (по аналогии с коэффициентом заполняемости μ_{Ai} в таблицах 2 и 3). Обращает на себя внимание более узкий диапазон ограничений, принятый в таблице 7 для реферативного периода 1 год.

Таблица 7 – Минимальные целевые значения индексов надёжности и вероятностей отказа (реферативный период 1 год)

Класс	n_F	Относительная стоимость конструкционных мер безопасности C_I/C_0		
		0.001	0.01	0.1
СС2	$n_F \geq 0.03$	4.95 3.71E-07	4.48 3.73E-06	3.96 3.75E-05
	$0.01 \leq n_F < 0.03$	4.78 8.76E-07	4.28 9.34E-06	3.72 9.96E-05
	$n_F < 0.01$	4.64 1.74E-06	4.13 1.81E-05	3.56 1.85E-04
СС3	$n_F \geq 0.05$	5.06 2.10E-07	4.61 2.01E-06	4.10 2.07E-05
	$0.02 \leq n_F < 0.05$	4.90 4.79E-07	4.42 4.94E-06	3.88 5.22E-05
	$n_F < 0.02$	4.77 9.21E-07	4.28 9.34E-06	3.72 9.96E-05

Опираясь на сформулированные выше допущения, были получены целевые значения мер надёжности (вероятности отказа и индексы надёжности) для социально-экономических условий Республики Беларусь, приведенные в таблице 8, которые следует применять при проверках живучести конструктивных систем в особых расчётных ситуациях из условия безопасности жизнедеятельности.

Таблица 8 – Индексы надёжности (вероятности отказа) при относительной стоимости конструкционных мер безопасности $C_1/C_0 = 0,005$ для социально-экономических условий РБ (из условия безопасности жизнедеятельности)

Класс	$(n_F = N_F/A_{col}, \text{ чел/м}^2)$	Реферативный период	
		1 год	50 лет
СС2	$n_F \geq 0.03$	4.6 1.92E-06	3.7 9.59E-05
	$0.01 \leq n_F < 0.03$	4.4 4.50E-06	3.5 2.25E-04
	$n_F < 0.01$	4.3 8.93E-06	3.3 4.47E-04
СС3	$n_F \geq 0.05$	4.8 1.02E-06	3.89 5.09E-05
	$0.02 \leq n_F < 0.05$	4.6 2.44E-06	3.7 1.22E-04
	$n_F < 0.02$	4.4 4.71E-06	3.50 2.36E-04

Как видно из результатов калибровок, приведенных в таблице 8, целевые меры надёжности, полученные из условий обеспечения безопасности жизнедеятельности с использованием LQI – критерия, имеют значения, пониженные по сравнению со значениями, полученными на основе экономической оптимизации и внесенные в нормы СН 2.01.01[1] для нового проектирования. Это, с одной стороны, не противоречит подходу ISO 2394: 2015 [8], в рамках которого экономическую оптимизацию выполняют исключительно в области допустимых значений, расположенной левее граничных целевых мер надёжности, полученных из условия обеспечения безопасности жизнедеятельности (см.рисунок 1), а с другой – позволяет получить дополнительные экономические преимущества, связанные с рациональным проектированием защитных мер для предотвращения непропорционального обрушения.

Графики, показанные на рисунках 9-10 в общем случае являются эквивалентами диаграмм ALARP, связанных с оцениванием целевых мер надёжности $\beta_{tag|acc}$ исходя из обеспечения безопасности жизнедеятельности. По горизонтальной оси традиционно отложено прогнозируемое количество жертв в абсолютном (N_F) или относительном (n_F) выражении, а по вертикальной- частота появления отказа с числом жертв ($N \geq N_F$).

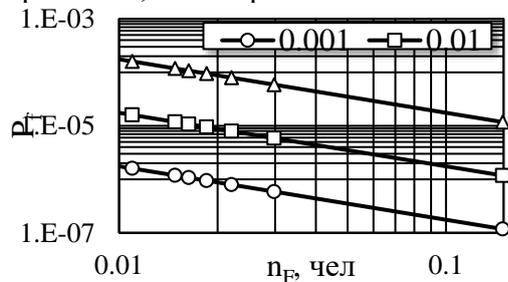


Рисунок 9 – График «P-F-nF» для класса СС2

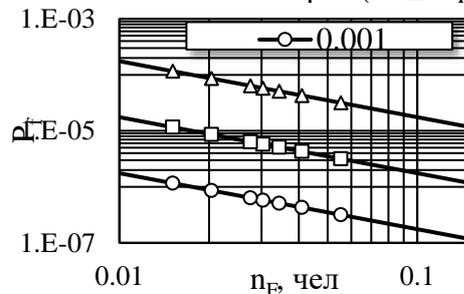


Рисунок 10 – График «P-F-nF» для класса СС3

Как видно из графиков, приведенных на рисунках 9 и 10 индивидуальные риски, определенные из условий обеспечения безопасности жизнедеятельности с использованием LQI-критерия изменяются в зависимости от стоимости мер конструктивной безопасности в пределах от 2×10^{-5} до 3.4×10^{-6} .

Следует отметить, что результаты расчётов, представленные в таблице 8, хорошо совпадают с данными, приведенными в таблице 2. Это обусловлено тем обстоятельством, что в обоих случаях принималось допущение о том, что все потенциальные жертвы, определенные по модели последствий с учётом коэффициента заполняемости, находятся в пределах площади обрушения (при $D=1$ как предельный случай). Как было доказано в работах [10, 11] при переходе к классу СС3 от класса СС2 целевые значения индексов надёжности, полученные с следует увеличивать на $\Delta\beta_{LQI}=0.5$, что подтверждают графики, показанные на рисунках 11 и 12.

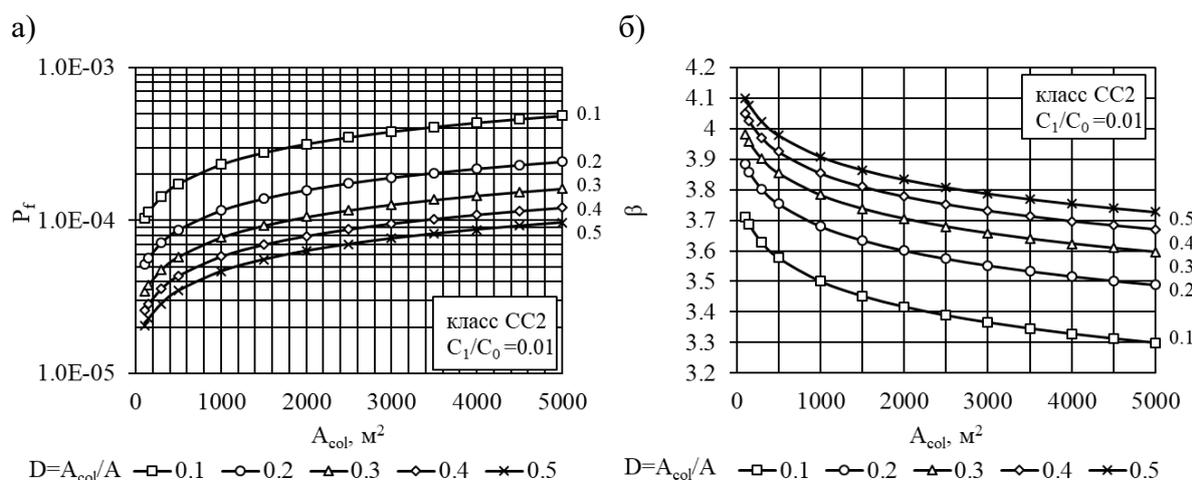


Рисунок 11 – Зависимость (а) допустимой вероятности отказа P_f и (б) индекса надёжности β_{LQI} от площади обрушения для различных значений коэффициентов $D=A_{col} / A_{floor}$ для класса последствий СС2

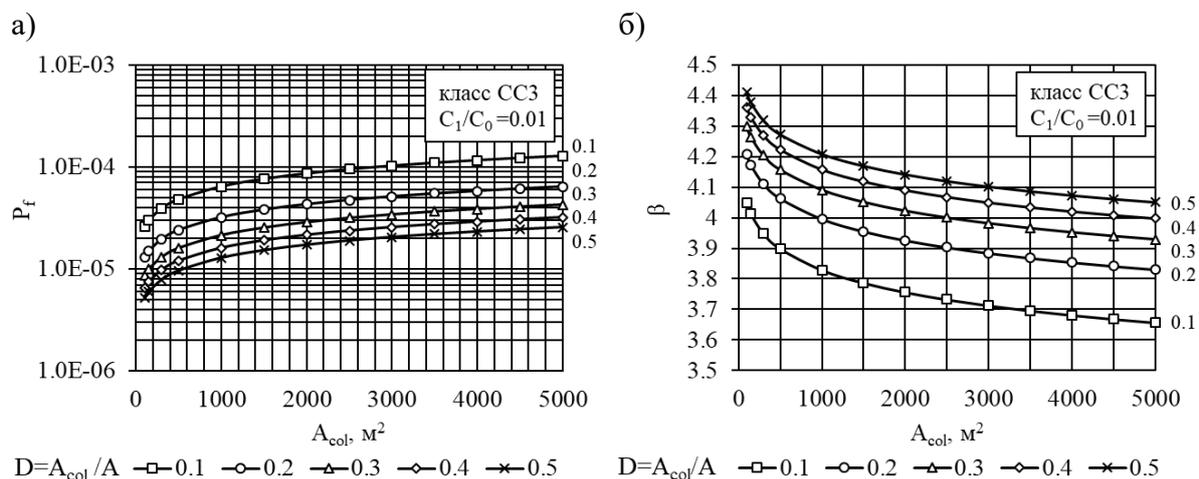


Рисунок 12 – Зависимость (а) допустимой вероятности отказа P_f и (б) индекса надёжности β_{LQI} от площади обрушения для различных значений коэффициентов $D=A_{col} / A_{floor}$ для класса последствий СС3

Калибровка глобального коэффициента безопасности

При установленных значениях целевых мер надёжности, основанных на LQI-критерии для соответствующих классов последствий (СС), становится возможным определить условные вероятности отказа модифицированной (поврежденной) конструктивной системы, применяемые при статистических калибровках глобальных коэффициентов безопасности, используемых как мера надёжности при выполнении нелинейных расчётов. В общем случае,

опираясь на минимальное/пороговое значение вероятности отказа конструктивной системы $P_{ftag,acc}(C)$, установленное на основе LQI- критерия, и принимая во внимание, что условная вероятность $P(D|H) = 1$, условную вероятность отказа поврежденной системы $P(C|D)$, определяют по формуле:

$$P(C|D) = \frac{P_{ftag,acc}(C)}{\lambda} \quad (13)$$

где λ – годовая частота появления угрозы (особого события).

При установленном значении условной вероятности отказа $P(C|D)$ калибруют значение глобального коэффициента безопасности, применяемого при проверках живучести поврежденной конструктивной системы, применяя методику [16]. Полученные значения консервативны т.к. не учитывают условную вероятность отказа ключевого элемента (сразу реализуется стратегия ALP при $P(D|H) = 1$).

Выводы

Проведенные исследования позволили сделать следующие выводы:

1. При проверках живучести конструктивных систем в особых расчётных ситуациях следует применять *минимально* допустимые меры надёжности, в качестве которых приняты пороговые/граничные значения вероятностей отказа и соответствующих индексов надёжности, полученные на основе базового требования обеспечения безопасности жизнедеятельности. Данный подход реализован с использованием LQI-критерия, при вычислении константы относительных затрат на спасение жизни K , для социально-экономических условий Республики Беларусь. Пороговые значения параметров принятия решения p_{acc} , полученные из условий обеспечения безопасности жизнедеятельности, определяют границу области, в которой следует выполнять экономическую оптимизацию мер надёжности.

2. Установлены целевые значения параметров надёжности, применяемые при проверках живучести в особых расчётных ситуациях, для социально-экономических условий Республики Беларусь, что позволяет обоснованно выполнить калибровку глобального коэффициента безопасности при выполнении нелинейного анализа поврежденных конструктивных систем. Из сравнения основных индикаторов социально-экономического развития, содержащихся в [24], можно заключить, что полученные меры надёжности применимы, с незначительными корректировками, и к условиям Российской Федерации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СН 2.01.01-2019. Основы проектирования строительных конструкций – Введ. 08.09.20. – Минск: Минстройархитектуры, 2020. – 83 с.
2. Тур, В. В. О назначении требуемых мер надежности при разработке национальных нормативных документов по проектированию строительных конструкций / В. В. Тур, А. В. Тур, С. С. Дереченник, Вестник Брестского государственного технического университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2020. – № 1. – С. 2–15.
3. Шпёте Г. Надёжность несущих строительных конструкций/Пер.с.нем.О.О. Андреева. М: Стройиздат, 1994. – 288 с.: ил.
4. *fib* Model Code for Concrete Structures 2020. Final Draft -May 2023: Federal Institute of Technology, Lausanne-EPEL, 2023-843 p.p.
5. Основы проектирования конструкций. Еврокод: ТКП EN 1990-2011. – Введ. 01.07.12. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2012. – 70 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций. Еврокод 2. ТКП-EN 1992-1-1-2009.- Введ.01.07.2010. -Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 207 с.
7. prEN 1990 Basis of Structural and Geotechnical Design- CEN, 2020-476 p.p.
8. Надёжность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2015. – Введ. 01.01.2016. – Минск: Госстандарт, 2016. – 69 с

9. JCSS Probabilistic Model Code // Joint Committee of Structural Safety [Electronic resource]. –2001. –Mode of access: <http://www.jcss.ethz.ch>. –Date of access: 15.01.2016
10. Fisher K., Bernardo-Viljoen., Faber M. Deriving target reliabilities from LQI: LQI-Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark, aug.21-21, 2012.-234 p.p.
11. On the assessment of marginal life saving costs for risk acceptance criteria [Electronic resource] / Katharina Fischer, Edgar Virguez, Mauricio Sanches-Silva, Michael H. Faber // Structural Safety. –2013. – Journal homepage. – Mode of access: <http://www.elsevier.com/locate/strusafe>. – Data of access: 27.08.2020.
12. R. Rackwitz. Optimization and risk acceptability based on the life quality index. Structural Safety, 24(2-4):297–332, 2002.
13. Rackwitz, R. (2008). The philosophy behind the Life Quality Index and empirical verifications. JCSS Basic Documents on Risk Assessment in Engineering, www.jcss.byg.dtu.dk.
14. Лапина А.И. Определение оптимальных значений целевых индексов надёжности строительных конструкций для плоских перекрытий каркасных зданий// Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство. - 2019.-№3-С.13-19/ doi.org/10.36773/1818-1212-2021-125-2-13-19.
15. Hingorani R. Acceptable life safety risk associated with the effects of gas explosions on reinforced concrete structures. /Thesis Doctoral, Madrid, UPM,2017.-329 p.p.
16. Тур, В. В. Формат безопасности при выполнении нелинейных расчетов железобетонных конструкций / В. В. Тур, А. В. Тур // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САПР), сборник статей Международной научно-технической конференции, Брест, март 2017 года / Министерство образования Республики Беларусь, Брестский государственный технический университет; редкол.: С. М. Семенюк [и др.]. – Брест : БрГТУ, 2017. – С. 243-260.
17. Демографический ежегодник Республики Беларусь: статистический сборник / Национальный статистический комитет Республики Беларусь; редкол.: И. В. Медведева [и др.]. – Минск: Национальный статистический комитет Республики Беларусь, 2019. – 442 с.
18. Демографический ежегодник Республики Беларусь: статистический сборник / Национальный статистический комитет Республики Беларусь; редкол.: И. В. Медведева [и др.]. – Минск : Национальный статистический комитет Республики Беларусь, 2021. – 440 с.
19. Демографический ежегодник Республики Беларусь: статистический сборник / Национальный статистический комитет Республики Беларусь; редкол.: И. В. Медведева [и др.]. – Минск : Национальный статистический комитет Республики Беларусь, 2022. – 431 с.
20. Демографический ежегодник Республики Беларусь: статистический сборник / Национальный статистический комитет Республики Беларусь; редкол.: И. В. Медведева [и др.]. – Минск: Национальный статистический комитет Республики Беларусь, 2023. – 429 с.
21. Беларусь в цифрах: статистический справочник / Национальный статистический комитет Республики Беларусь; редкол.: И. В. Медведева [и др.]. – Минск: Национальный статистический комитет Республики Беларусь, 2019. – 72 с.
22. Беларусь в цифрах: статистический справочник / Национальный статистический комитет Республики Беларусь; редкол.: И. В. Медведева [и др.]. – Минск: Национальный статистический комитет Республики Беларусь, 2020. – 72 с.
23. Беларусь – валовой внутренний продукт [Электронный ресурс] // Мировой атлас данных. Беларусь. Экономика. – Режим доступа: <https://knoema.ru/atlas/Беларусь/ВВП>. – Дата доступ: 02.09.2019.
24. Беларусь и Россия 2022: Стат.сб./Росстат, Белстат, -Б43М., Росстат, 2022- 206 с.

REFERENCES

1. SN 2.01.01-2019. Osnovy proektirovaniya stroitel'nyh konstrukcij [Basics of design of building structures], Minsk, 2020 – 83 p.p. (In Russian)
2. Тур, В. В. О назначении требуемых мер надёжности при разработке национальных нормативных документов по проектированию строительно-технических конструкций [On the appointment of required reliability measures in the development of national regulatory documents on the design of building structures] / В.В. Тур, А.В. Тур, С.С. Девиченник, Вестник Брестского государственного технического университета. Серия: Строительное и архитектурное [Bulletin of the Brest State Technical University. Series: Construction and Architecture]. – 2020. – № 1. – С. 2–15. (In Russian)
3. SHpyote G. Nadyozhnost' nesushchih stroitel'nyh konstrukcij [Reliability of load-bearing building structures]/Per.s.nem.O.O. Andreeva. M: Strojizdat, 1994. – 288 p.p.
4. *fib* Model Code for Concrete Structures 2020. Final Draft -May 2023: Federal Institute of Technology, Lausanne-EPEL, 2023-843 p.p.
5. ТКР EN 1990-2011. Osnovy proektirovaniya konstrukcij [Basics of design of building structures]. – Minsk: M-vo arhitektury i str-va Resp. Belarus', 2012. – 70 p.p. (In Russian)
6. ТКР-EN 1992-1-1-2009. Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij [Design of reinforced concrete structures]. - Minsk: M-vo arhi-tektury i str-va Resp. Belarus', 2010. – 207 p.p. (In Russian)
7. prEN 1990 Basis of Structural and Geotechnical Design- CEN, 2020-476 p.p.

8. STB ISO 2394-2015. Nadezhnost' stroitel'nyh konstrukcij. Obshchie principy [Reliability of building structures. General principles]. – Minsk: Gosstandart, 2016. – 69 p.p. (In Russian)
9. JCSS Probabilistic Model Code // Joint Committee of Structural Safety [Electronic resource]. –2001. – Mode of access: <http://www.jcss.ethz.ch>. –Date of access: 15.01.2016
10. Fisher K., Bernardo-Viljoen., Faber M. Deriving target reliabilities from LQI: LQI-Symposium in Kgs. Lyngby, Denmark, aug.21-21, 2012.-234 p.p.
11. On the assessment of marginal life saving costs for risk acceptance criteria [Electronic resource] / Katharina Fischer, Edgar Virguez, Mauricio Sanches-Silva, Michael H. Faber // Structural Safety. –2013. – Journal homepage. – Mode of access: <http://www.elsevier.com/locate/strusafe>. – Data of access: 27.08.2020.
12. R. Rackwitz. Optimization and risk acceptability based on the life quality index. Structural Safety, 24(2-4):297–332, 2002.
13. Rackwitz, R. (2008). The philosophy behind the Life Quality Index and empirical verifications. JCSS Basic Documents on Risk Assessment in Engineering, www.jcss.byg.dtu.dk.
14. Lapina A.I. Opredelenie optimal'nyh znachenij celevykh indeksov nadyozhnosti stroitel'nyh konstrukcij dlya ploskikh perekrytij karkasnykh zdaniy [Determination of optimal values of target indexes of reliability of building structures for flat floors of frame buildings] // Vestnik Brestskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Stroitel'stvo [Bulletin of the Brest State Technical University. Construction]. - 2019.-№3 - p.13-19 / doi.org./10.36773/1818-1212-2021-125-2-13-19.
15. Hingorani R. Acceptable life safety risk associated with the effects of gas explosions on reinforced concrete structures. /Thesis Doctoral, Madrid, UPM,2017.-329 p.p.
16. Tur, V. V. Format bezopasnosti pri vypolnenii nelineynykh raschetov zhelezobetonnykh konstrukcij [Safety format for performing nonlinear calculations of reinforced concrete structures] / V.V. Tur, A.V. Tur // Teoriya i praktika issledovaniy i proektirovaniya v stroitel'stve s primeneniem sistem avtomatizirovannogo proektirovaniya (SAPR), sbornik statej Mezhdunarodnoj nauchno-tekhnicheskoy konferencii, Brest, mart 2017 goda / Ministerstvo obrazovaniya Respubliki Belarus', Brestskij gosudarstvennyj tekhnicheskij universitet; redkol. [Theory and practice of research and design in construction using computer-aided design (CAD) systems, collection of articles of the International Scientific and Technical Conference, Brest, March 2017 / Ministry of Education of the Republic of Belarus, Brest State Technical University]: S. M. Semenyuk [i dr.]. – Brest : BrGTU, 2017. – P. 243-260.
17. Demographic Yearbook of the Republic of Belarus: statistical collection / National Statistical Committee of the Republic of Belarus; editorial board: I. V. Medvedeva [et al.]. – Minsk: National Statistical Committee of the Republic of Belarus, 2019. – 442 p.
18. Demographic Yearbook of the Republic of Belarus: statistical collection / National Statistical Committee of the Republic of Belarus; editor: I. V. Medvedeva [et al.]. – Minsk : National Statistical Committee of the Republic of Belarus, 2021. – 440 p.
19. Demographic Yearbook of the Republic of Belarus: statistical collection / National Statistical Committee of the Republic of Belarus; editor: I. V. Medvedeva [et al.]. – Minsk : National Statistical Committee of the Republic of Belarus, 2022. - 431 p.
20. Demographic Yearbook of the Republic of Belarus: statistical collection / National Statistical Committee of the Republic of Belarus; editor: I. V. Medvedeva [et al.]. – Minsk: National Statistical Committee of the Republic of Belarus, 2023. – 429 p.
21. Belarus in numbers: statistical handbook / National Statistical Committee of the Republic of Belarus; editor: I. V. Medvedeva [et al.]. – Minsk: National Statistical Committee of the Republic of Belarus, 2019. – 72 p.
22. Belarus in numbers: statistical handbook / National Statistical Committee of the Republic of Belarus; editor: I. V. Medvedeva [et al.]. – Minsk: National Statistical Committee of the Republic of Belarus, 2020. – 72 p.
23. Belarus – gross domestic product [Electronic resource] / World Data Atlas. Belarus. Economy. – Access mode: <https://knoema.ru/atlas/Беларусь/ВВП> . – Date of access: 02.09.2019.
24. Belarus and Russia 2022: Stat.sat./Rosstat, Belstat, -B43M., Rosstat, 2022- 206 p.

Информация об авторах:

Тур Андрей Викторович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой архитектуры.

E-mail: aturphd@gmail.com

Information about authors:

Tur Andrei V.

Brest State Technical University, Brest, Belarus, PhD, Associate Professor, Head of the Department of Architecture.

E-mail: aturphd@gmail.com

А.Е. ЕНИН¹, Н.В. ПЕРОВА¹

¹ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет» г. Воронеж, Россия

АРХИТЕКТУРНОЕ НАСЛЕДИЕ ГОСУДАРСТВЕННЫХ КОННЫХ ЗАВОДОВ РОССИИ БЕЛОВОДСКОЙ ГРУППЫ XVIII - НАЧАЛА XX ВВ.

Аннотация. Рассмотреть проблему сохранения и использования культурного наследия - старинных коннозаводческих комплексов Беловодской группы. На основе архивных документов и исследований, проведенных на месте, для изучения объектов Беловодского района Луганской Народной республики, необходимо выявить утраченные объекты с идентификацией возможного места их расположения. Представить характеристику сохранившихся объектов комплексов, включающих историческую справку, схему генерального плана и обмеры основных сооружений комплекса. Выявлена необходимость в установлении наиболее эффективного подхода в решении проблематики формирования коннозаводческих комплексов, как одного из сложно организованных элементов искусственной среды, образующего единую структуру функционально-планировочного и транспортного каркасов региональной историко-культурной среды. Установлена необходимость в пересмотре моделей и методов управления коннозаводческими предприятиями, концепции их развития. Развитие принципиально нового направления будет способствовать новому витку развития ряда культурных объектов региона и привлечению туристов.

Ключевые слова. Коннозаводческий комплекс, Луганская Народная республика (ЛНР), Беловодская группа, архитектура, ретроспективный анализ, историко-культурное наследие, композиционный анализ, управление.

A.E. ENIN¹, N.V. PEROVA¹

¹Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia

ARCHITECTURAL HERITAGE OF THE STATE STUD FARMS OF RUSSIA OF THE BELOVODSK GROUP OF THE XVIII - EARLY XX CENTURIES

Abstract. To consider the problem of preservation and use of cultural heritage - ancient horse breeding complexes of the Belovodsk group. On the basis of archival documents and research carried out on the spot, in order to study the objects of the Belovodsk district of the Lugansk People's Republic, it is necessary to identify the lost objects with the identification of their possible location. To present the characteristics of the surviving objects of the complexes, including historical reference, a scheme of the master plan and measurements of the main structures of the complex.

The need to establish the most effective approach to solving the problems of the formation of horse-breeding complexes as one of the complexly organized elements of the artificial environment, forming a single structure of the functional-planning and transport frameworks of the regional historical and cultural environment, is revealed. The need to revise the models and methods of management of horse-breeding enterprises, the concept of their development has been established. The development of a fundamentally new direction will contribute to a new round of development of a number of cultural sites in the region and attract tourists.

Keywords. Horse breeding complex, Lugansk People's Republic (LPR), Belovodsk group, architecture, retrospective analysis, historical and cultural heritage, compositional analysis, management.

© Енин А.Е., Перова Н.В., 2025

Введение

Государственной думой РФ 03 октября 2022 ратифицированы договоры [1] и приняты законы (Федеральный конституционный закон от 04.10.2022 N 6-ФКЗ, ред. от 25.12.2023) о вхождении новых регионов в состав Российской Федерации [2]. В соответствии с положениями ФКЗ до 1 января 2026 года будет действовать переходный период. Согласно статье 23. установлен специальный режим регулирования градостроительной деятельности до 1 января 2028 года [2]. К этому времени процессы деятельности будут переведены в соответствии с Градостроительным кодексом РФ. В настоящее время возрастают проблемы сохранения и использования историко-культурного наследия, представляющего особую ценность.

Россия традиционно славится памятниками, воспевающими великую культуру, славу и историю наших предков. Перемены, произошедшие в обществе, затронули вопросы, рационального использования памятников архитектуры исконно русских земель. [3.4] Особый интерес для научно-исследовательской работы представляют Беловодский и Меловский районы Луганской Народной Республики (ЛНР). На территории районов расположены четыре государственных старинных коневодческих хозяйства XVIII-XIX вв. основанных в Российской империи: «Новоалександровской конный завод №64, «Стрелецкий конный завод № 60», «Лимаревский конный завод №61», «Деркульский конный завод №63».

Постановка проблемы. В настоящее время, старинные конные заводы, получили статус государственных унитарных предприятий (ГУП). С учетом всех требований законодательства РФ знаковые культурно-исторические места со временем будут включены в госреестр. Проводя исследование коннозаводческих объектов Беловодской группы, необходимо выявить наиболее эффективный подход в решении проблематики формирования комплексов как одного из звеньев образующих функциональное и коммуникационное формирование территории. Возможно, необходимо пересмотреть концепцию развития, которая предполагает развитие нового витка ряда культурных объектов региона, что способствует росту благоприятной туристической среды.

Ретроспективный анализ. Результаты и обсуждения. Расцвет коневодства и коннозаводства в России принято считать с XVIII века и первую половину XIX столетия. Размах деятельности отмечается основанием государственных заводов и учреждением частных хозяйств. Старинные конные заводы России являются примером огромных лабораторий крупных комплексов животноводческой отрасли. Таких государственных конных заводов в России насчитывалось шесть [5,12], включая и Беловодскую группу заводские территории, которой, в настоящее время, относятся к Луганской Народной Республике. Основной чертой крупных коннозаводческих комплексов можно выделить большую протяженность и малую высоту зданий.

Золотая эпоха отечественного коннозаводства относится к правлению Екатерины II. При правлении императрицы численность государственных заводов сократилось. Восстановление и пополнение поголовья лошадей было передано частному коннозаводству, которое значительно развилось и усилилось [7, 9, 20]. В эту же эпоху был основан старейший из Беловодских заводов - Деркульский. Конный завод был учрежден в благоприятных степях Харьковской губернии, где в то время находилось много частных заводов [5, 8, 9]. Конные заводы Беловодской группы исторически располагались на юге России. Из частных заводов первое место принадлежит заводу графа А.Г. Орлова-Чесменского в с. Хреновом, Бобровского уезда, Воронежской губернии. Официальным годом основания завода считается 1778 г., когда из подмосковного имения Острова были переведены знаменитые жеребцы Салтан и Сметанка [8, 11, 13].

Архитектурные комплексы коннозаводческих построек были идентичны. Территории всех конных заводов несут черты парковой архитектуры (Рис. 1).

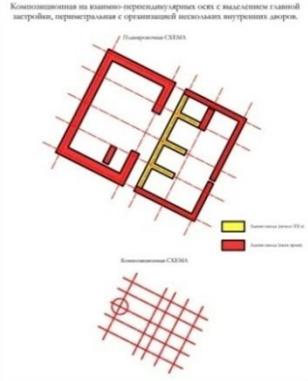
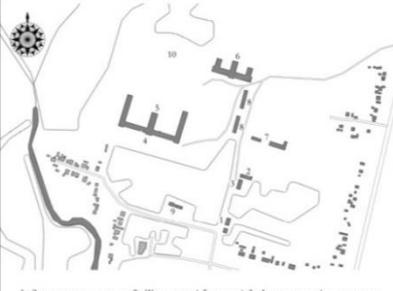
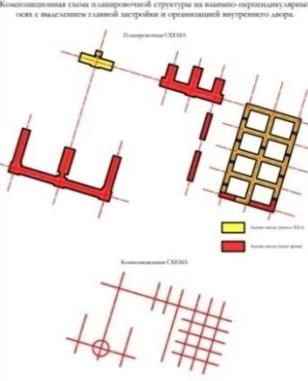
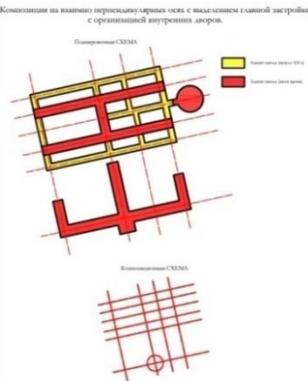
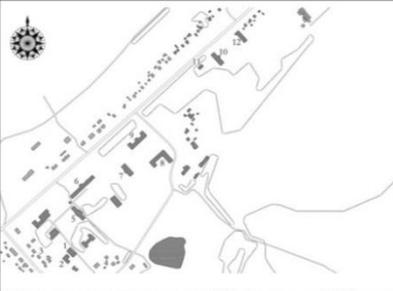
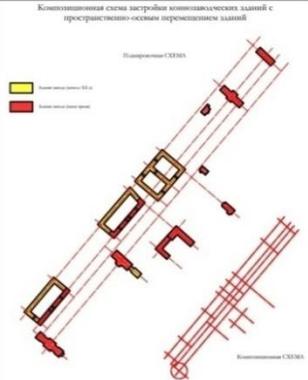
Положение конных заводов Беловодской группы в структуре населенных пунктов			
	Положение конных заводов в структуре населенных пунктов	Схема генерального плана конных заводов в настоящее время	Планировочная и композиционная схемы конных заводов
Новоалександровский конный завод основан в 1825 году	<p>Новоалександровский конный завод на окраине села Новоалександровка</p> 	 <p>1 - Здание заводоуправления, квартиры директоров (управляющего); 2 - Жилые дома администрации; 3 - Здание бытовых заводских конюшен (частично разрушено); 4 - Главная заводская конюшня; 5 - Вспомогательная конюшня (частично разрушена); 6 - Старая конюшня (разрушена); 7 - Склад фуража; 8 - Мастерские, сараи конюш; 9 - Новые здания конюш; 10 - Административные здания (буфет, чертог).</p>	<p>Композиционная на машинно-переходную ось с выделением главной застройки, планировочная с организацией внутреннего двора.</p> 
Лимаревский конный завод основан в 1822 году	<p>Лимаревский конный завод на окраине села Новолимаревка</p> 	 <p>1 - Здание заводоуправления; 2 - Жилые дома (обширные); 3 - Двор директоров (управляющего, заводской конюш); 4 - Главная заводская конюшня; 5 - Манеж; 6 - Маточная конюшня (здания по плану XIX в.); 7 - Разрушенные верховые конюшни "красные конюшни"; 8 - Склады; 9 - Вспомогательный дворик, конюшница; 10 - Разрушенные фрагменты здания ветеринарного лазарета.</p>	<p>Композиционная схема планировочной структуры на машинно-переходную ось с выделением главной застройки и организацией внутреннего двора.</p> 
Дергульский конный завод основан в 1765 году	<p>Дергульский конный завод на окраине села Новодегуль</p> 	 <p>1 - Здание заводоуправления, квартиры директоров (управляющего); 2 - Склад (бытовой чертог); 3 - Главная заводская конюшня (двухэтажная чертоговая конюшня); 4 - Манеж; 5 - Жилые дома, обширные (здания XIX в.); 6 - Хол, пастбище; 7 - Школа вышелев; 8 - Разрушенные здания ветеринарного лазарета; 9 - "Красильный" манеж; 10 - Маточная конюшня (здания по плану XIX в.); 11 - Конюшня (начало XX в.); 12 - Раздельная конюшня, гараж (здания XIX в. - начало XX в.), в настоящее время гараж, хол, пастбище; 13 - Разрушенная конюшня Новоалександровского периода.</p>	<p>Композиция на машинно-переходную ось с выделением главной застройки с организацией внутреннего двора.</p> 
Стрелецкий конный завод основан в 1813 году	<p>Стрелецкий конный завод в центре села Новострельцовка</p> 	 <p>1 - Здание заводоуправления, квартиры управляющего; 2 - Жилые дома (дома приставки); 3 - Жилые дома; 4 - Хол, пастбище; 5 - Конюшня производственной (конюшня вышелевских заводских конюш); 6 - Конюшня (начало XIX в.); 7 - Манеж (начало XIX в.); 8 - Старая маточная конюшня; 9 - Маточная конюшня; 10 - Ветеринарный лазарет (здания по плану XIX в.); 11 - Лаборатория ветеринарного лазарета; 12 - Манежер.</p>	<p>Композиционная схема застройки коннозаводских зданий с пространственно-осевым переключением зданий.</p> 

Рисунок 1 — Положение конных заводов Беловодской группы в структуре населённых пунктов

На территории устроен пруд и регулярный парк с композиционной осью ансамбля - парадной аллеей. Схемы территорий конных заводов включают в себя: здания конюшен, административную и жилую зоны, ветеринарный лазарет, хозяйственные постройки, приусадебный парк, рабочий круг. В комплексе присутствует одно доминирующее здание, таким сооружением являлось центральное здание конюшенных построек. Общий подход к решению архитектурного ансамбля является и сейчас достойным примером в организации животноводческих комплексов [5, 11, 18](Рис. 2).

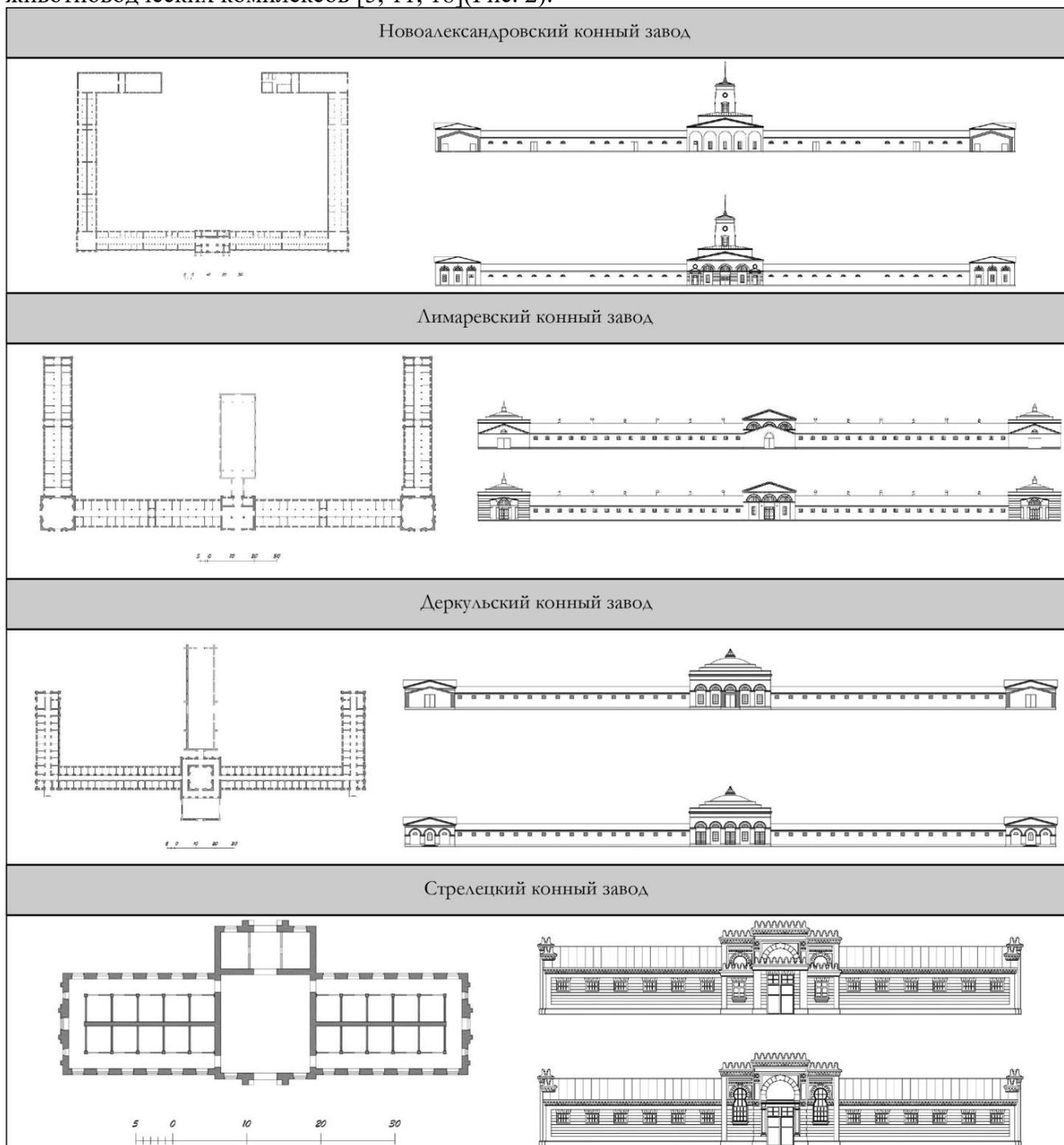


Рисунок 2 — Планировочная структура, фасады конных заводов. Чертежи авторов

В 1765 году последовал указ об основании Деркульского завода на содержание, которого были отданы «Беловодские местности», а в 1767 году строительные работы были завершены. Постройки были преимущественно деревянные, часть плетневые и глинобитные крытые соломой [5, 16, 17]. В конце XVIII века конюшенной канцелярией был утвержден план реконструкции Деркульского конного завода. Все существующие старинные постройки Деркульского конного завода, включая главное здание заводской конюшни, были перестроены в начале 19-го столетия (Рис.3).



а) б) в)
Рисунок 3 — Деркульский конный завод, начало XX в. Фото архив музея завода. а) Николаевская церковь и здание центральных тренерских конюшен. б) Здание заводууправления в Деркульском конном заводе. в) Вид на «Китайский» манеж и конюшни конного завода

В структуре населенного пункта Деркульский конный завод расположен на окраине села Новодеркул на пересечении ул. Луганская (Т-13-14) и ул. Пастухова. Характерное здание главной заводской постройки тренерских конюшен доминирует в ансамбле коннозаводческих построек и обращено фасадом на главный въезд со стороны ул. Пастухова. Так же осуществляется въезд на территорию завода и со стороны ул. Луганской (Рис.1). В плане представляет собой удлиненные корпуса с односторонними конюшнями и размещением денников со стороны наружных стен (Рис. 2).

Характерная для классицизма симметрия композиции здания центральных тренерских конюшен Деркульского завода, выстроенных по оси с большой протяженностью, подчеркивает архитектурные объемы, расположенные в центральной части конюшенного корпуса. По главной оси расположен выводной (аукционный) манеж, увенчанный куполом. Толщина стен данной части здания достигает одного метра. Расположенные ниши на внешней стене манежа образуют периметр в плане. Планировочная структура манежа создает уникальную акустику, подчеркивая соответствие назначения.

Учитывая утилитарное назначение сооружения, архитектура конюшен лишена значительной части декоративных деталей. Архитектурные средства направлены для выявления главной доминанты фасада центрального павильона с манежем, а так же примыкающих к конюшням угловых павильонов. Особенность архитектурной формы фасада это наличие четырехскатных фронтонов и арок, повторяющих конструкции сводчатого перекрытия (Рис. 4).



а) б)
Рисунок 4 — Центральная тренерская конюшня в Деркульском конном заводе. Фото: Перова Н.В., 2023 г.- а) Интерьер центрального манежа, перекрытого куполом. Фото: Перова Н.В., 2023 г.-б)

В 1904 году к центральной части здания было пристроено здание выводного манежа. Сооружение имеет отличительные черты от строгого и лаконичного основного здания завода. Здание выводного манежа по центральной оси сохраняет симметрию композиции, украшено обилием декоративных элементов, выполненных кладкой из фигурного кирпича присущей эклектике. Модернистские большие оконные проемы с плавной, округлой формой наполняют интерьер манежа естественным освещением. В первоначальной своей конструкции манеж был оснащен антресолюю, но в послевоенный период при восстановлении данная конструкция была утрачена (Рис.5). Еще одна пристройка к основному зданию конюшни расположена со стороны внутреннего двора главного здания конюшен. Пристройка проводилась по указанию смотрителя Беловодских конных заводов Кологривова в 1815-1816гг. [16].



Рисунок 5 — Выводной манеж в Деркульском конном заводе. Фото: Перова Н.В., 2023 г.

На территории Деркульского конного завода расположен «Китайский» манеж [16], в разных источниках он так же носит название «Японский» манеж.[17] Построен манеж в 1897 году. Внутреннее пространство с организованной галереей, освещается окнами и световым фонарем. Деревянные конструкции крыши опираются в центре на деревянный столб с основанием из железного сплава. (Рис. 6) В начале XIXв. манеж соединялся переходом с варковыми конюшнями, построенными в 1815 году. (Рис. 1 в) В 1971 году на месте варковых конюшен были возведены новые отдельно стоящие маточные конюшни[17]. Вдоль главной заводской аллеи расположено здание заводского управления (контора) с квартирой директора (управляющего) (Рис.7), здание общежития 1893 года и разьезжей конюшни с гаражом. Здания ветеринарного лазарета, аптеки, школы наездников, здания новой конюшни и хозяйственных построек разрушены практически полностью или частично. Николаевская церковь разрушена до основания (Рис. 3 а).



Рисунок 6 — «Китайский» манеж в Деркульском конном заводе. Фото: Перова Н.В., 2023 г.

Во времена правления Императора Александра I, начиная с 1818 года, открываются конные заводы при кавалерийских округах военных поселений. По указу от 4 сентября 1819 государственные заводы были разделены на придворных и военные. [19]

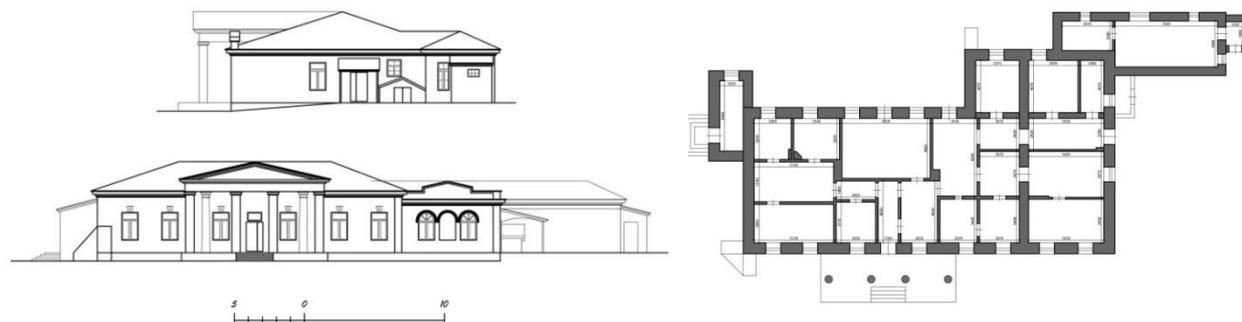


Рисунок 7 — Фасад и план здания заводоуправления в Деркульском конном заводе. Обмеры Перовой Н.В., 2023 г.

Лошади военно-конных заводов использовались для укомплектования конных полков. Заводы Беловодской группы основывались как государственные военные заводы, но к концу правления Александра I, 1833 г., четыре завода Беловодской группы вошли в состав военно-конных заводов. [19] Статус Государственных конных заводов Беловодской группы заводов вернулся в 1843 г. [13]. Основное отличие Государственных конных заводов от военно-конных в том, что работа была направлена на улучшение поголовья лошадей для государства, а не поставке лошадей только в кавалерию [5]. В 1845 году был выкуплен в казну Хреновской конный завод в с. Хреновое Бобровского уезда Воронежской губернии. По распоряжению Управления Государственного Коннозаводства в 1867 г. Яновский конный завод был причислен к Государственным конным заводам [5].

Первые упоминания о Стрелецком конном заводе Беловодской группы относятся к концу XVIII в., строительство каменных сооружений комплекса приходится на первые годы XIX века, годом основания принято считать 1805 г. [13, 14, 16]. Расположен завод в центре села Новострельцовка Меловского района. Планировка и композиционная схема застройки коннозаводческих зданий происходит с пространственно-осевым перемещением зданий.

Расположены вдоль дороги заводские конюшни хорошо просматриваются. Выявить центральный и доминирующий объем сложно, так как основные здания коннозаводческих построек равнозначны по архитектурной пластике и величине. Архитектура коннозаводческих сооружений отлична от остальных заводов Беловодской группы. Каменные постройки, относящиеся к году основания завода, практически не сохранились. В годы Великой Отечественной войны здания завода сильно пострадали и заводские тренерские и маточные конюшни, позднего русского классицизма, были разрушены [16, 18]. Сильно был поврежден и манеж, но после войны восстановлен. Манеж прост и симметричен, по центру доминирует выступающий объем с фронтоном. Большое количество оконных проемов в первую очередь несут утилитарную функцию, обеспечивая достаточным освещением помещение манежа. Отсутствие излишков декоративных элементов придают строгость сооружению (Рис. 8).

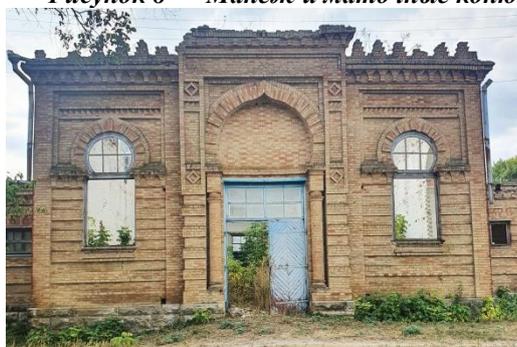
Новый этап развития завод получил уже в конце XIX столетия. На территории возводятся новые сооружения. Здания конюшни производителей и ветеринарный лазарет построены в 1888 г. из качественной кладки фигурного кирпича в архитектурной эклектике, которых прослеживаются черты мавританского стиля (Рис.9).[10] Перед центральным входом конюшни для племенных жеребцов разбит парк. Рядом расположено здание заводской конторы. Здание для содержания племенных жеребцов в настоящее время частично разрушено и находится в удовлетворительном состоянии, его эксплуатация на сегодняшний день не представляется возможной. Ветеринарный лазарет Стрелецкого конного завода используется для содержания племенных жеребцов (Рис.9 б, в).

Здания ветеринарного лазарета в плане симметрично. В центре расположен небольшой манеж, для осмотра к нему примыкает два крыла с денниками, разделённые продольной

стенной. По периметру наружных стен организован проход. Помещения лазарета просторные с высокими потолками и хорошей вентиляцией. В центре расположен небольшой манеж, для осмотра к нему примыкает два крыла с денниками разделены продольной стеной. Предусмотрено печное отопление(Рис. 2).



Рисунок 8 — Манеж и маточные конюшни в Стрелецком конном заводе. Фото: Перова Н.В., 2023 г.



а)

б)

в)

Рисунок 9 — а) Конюшни производителей в Стрелецком конном заводе. б) в) Фасад здания и интерьер ветеринарного лазарета в Стрелецком конном заводе. Фото: Перова Н.В., 2023 г.

Лимаревский конный завод основан в 1822 г., а в 1825г. и Ново-Александровский (Новоалександровский) конный завод. Постройки заводов были частично возведены из камня, а частично из глины [15, 16]. Лимаревский конный завод в структуре населенного пункта расположен на окраине села Новолимаревка. Здание главных конюшен построено по проекту архитектора Александра Сергеевича Кутепова. В 1809г. А.С. Кутепова зачисляют архитектором в Экспедицию конских заводов. В 1821г. он становится «Придворным Архитектором и Кавалером» дворцовых конных заводов [16].

Лимаревский конный завод А.С. Кутепов проектирует по образу Деркульского конного завода. Главное здание заводской конюшни в плане представляет собой удлиненные корпуса (Рис.10а). К центральной части, со стороны внутреннего двора, примыкает манеж. Конюшни однопроходные с плоскими потолками и глинобитными полами [7, 9]. Денники и подсобные помещения размещены со стороны наружных стен (Рис. 2).

В комплексе архитектурного ансамбля коннозаводческих построек прослеживаются черты русского классицизма. Симметричная композиция с выраженной доминантой центрального павильона главной конюшни. Главный фасад заводской конюшни обращен на трассу. Композиционная схема планировочной структуры Лимаревского конного завода на взаимно-перпендикулярных осях с выделением главной застройки протяженной по оси. Композиция центрального фасада представлена арочной системой, пилястрами, дентикулами и имитацией рустовки. Легкий силуэт всему сооружению придают пропорции и декоративные

элементы угловых павильонов размещенных с торцов конюшен. Интерьеры павильонов оснащены углубленными полукруглыми нишами.

К сожалению, на сегодняшний день главные здания заводских построек, включая и здание центральных конюшен, находятся в неудовлетворительном состоянии. Сохранился только фундамент и фрагменты здания ветеринарного лазарета. К руинированным объектам составляющие архитектурный ансамбль коннозаводческих построек так же относятся здания старых конюшен «красные варки», склады, общежитие и дом директора.



а) **Рисунок 10** — Лимаревский конный завод. Фото: Перова Н.В., 2023 г. а) Внутренний двор главного здания конюшен Лимаревского конного завода. б) Здание заводоуправления в Лимаревском конном заводе

Ново-Александровский (Новоалександровский) конный завод последний из заводов Беловодской группы. Второй военно-конный завод Беловодской группы основанный при правлении правления Александра I. Завод существовал в конце XVIII как Алексеевский и был перестроен заново в начале XIX в. Спроектирован и построен новый завод под наблюдением архитектора Экспедиции Военно-конных заводов Григорием Ивановичем Букиным. Перед началом работ, он обследовал сооружения Лимаревского и старого Алексеевского завода [16].

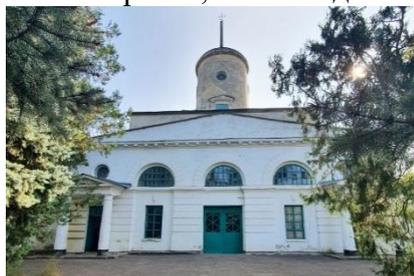


Рисунок 11 — Центральный вход и торцевой фасад бокового павильона главных конюшен Ново-Александровского (Новоалександровский) конного завода. Фото: Перова Н.В., 2023 г.

Ново-Александровский (Новоалександровский) конный завод расположен на окраине села Новоалександровка Беловодского района недалеко от реки Евсуг.

Из всех заводов Беловодской группы завод имеет наибольшую протяженность. Композиционная схема планировочной структуры единая на взаимно-перпендикулярных осях с выделением главной застройки с организацией внутренних дворов (Рис. 1).



а) **Рисунок 12.** — Ново-Александровский (Новоалександровский) конный завод. Фото: Перова Н.В., 2023 г. а) Здание заводоуправления с квартирой директора (смотрителя) в Ново-Александровском (Новоалександровский) конном заводе б) Внутренний двор и центральный павильон. Фото: Перова Н.В., 2023

Ансамбль коннозаводческих построек и застройка Новоалександровки располагаются с двух сторон дороги на Беловодск. С одной стороны располагаются конно-хозяйственные постройки, включая главное здание новой конюшни, парк, руинированные фрагменты старых конюшен (Рис.12б). С другой стороны располагается административная застройка с конторой, с жилыми домами, столовая, здания новой школы и клуба (Рис. 12а).

Планировка существующего главного здания конюшни отличается от начального проекта Г. И. Букина (Рис. 13, 2). За центральной конюшней расположен внутренний двор и частично сохранившиеся невысокие варковые конюшни. Архитектура повторяет планировку Лимаревского конного завода с явной выявленной доминантой центрального павильона и расположенной на нем башней, которая долго время несла декоративную функцию. Позже башню перестроили в церковь (Рис.11.).

Типология зданий конных заводов Беловодской группы						
	Главные конюшни		Интерьеры конных заводов		Территория конного завода	
XVIII- XIX вв						
	Новоалександровский конный завод	Стрелетский конный завод	Новоалександровский конный завод	Стрелетский конный завод	Новоалександровский конный завод	Стрелетский конный завод
	Дерзуский конный завод	Лимаревский конный завод	Дерзуский конный завод	Лимаревский конный завод	Дерзуский конный завод	Лимаревский конный завод
XX в						
	Дерзуский конный завод	Стрелетский конный завод	Новоалександровский конный завод	Дерзуский конный завод	Новоалександровский конный завод	Стрелетский конный завод
	Дерзуский конный завод	Лимаревский конный завод	Дерзуский конный завод	Лимаревский конный завод	Дерзуский конный завод	Лимаревский конный завод

Рисунок 13 — Типология зданий конных заводов Беловодской группы. Предложение авторов

Выводы

Последние 30 лет исконно русские территории конных заводов находились в составе Украины, которая обрела свою независимость вследствие распада СССР [3,4]. С 2014 года на территории Украины развиваются трагические события, практически поставившие на грань выживания коннозаводческие комплексы Беловодского района. Глобальные изменения, наступившие в феврале 2022 года, привели к переменам и затронули вопросы рационального использования территорий коннозаводческих комплексов Беловодской группы.

Условия, в которых оказались конные заводы, требуют пересмотра дальнейшей цели развития. Пройдя непростой путь формирования и развития, удалось сохранить не только исторические памятники архитектурных ансамблей конных заводов, но и их утилитарные функции. Благоприятные природные и климатические условия позволили сконцентрировать в одном районе сразу четыре грандиозных по своему масштабу животноводческих комплексов. Рациональное использование историко-культурного наследия, изменения функций, появление новых объектов на территории способно подчеркнуть ценность территорий конных заводов Беловодской группы и создать уникальный по структуре агротуристический центр.[6]

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Статья 9 "Договор между Российской Федерацией и Луганской Народной Республикой о принятии в Российскую Федерацию Луганской Народной Республики и образовании в составе Российской Федерации нового субъекта" (Подписан в г. Москве 30.09.2022)
2. Федеральный конституционный закон от 04.10.2022 N 6-ФКЗ (ред. от 25.12.2023) "О принятии в Российскую Федерацию Луганской Народной Республики и образовании в составе Российской Федерации нового субъекта – Луганской Народной Республики".
3. Анисимов Евгений Викторович. Императорская Россия. – Санкт-Петербург, Издательство «Питер», 2024. – 640с.: ил.
4. Богданова Татьяна Васильевна. История Российской империи в документах. 1721-1917. По материалам выставки «Быть по сему...». Научно-художественное издание. – Санкт-Петербург, Издательство «Аврора», 2022. – 336с. – 428 илл.
5. Дубенский Дмитрий Николаевич. Конские заводы Европейской России, Кавказа и Тургайской области и исторический очерк их развития: С карт. распределения пород, з-дов и табунов. / Сост. Дм. Дубенский, под ред. И.К. Мердер. – Санкт-Петербург: Воен. тип., 1896. – [2], LIV, 306, [5] с.; 21.
6. Енин Александр Егорович, Щерблыкина-Монастырёва Элеанора Игоревна. Формирование методов благоустройства территории имеющей культурные, археологические и природные охраняемые регламенты её использования на примере Семилукского городища. Научно-технический журнал «Строительство и реконструкция». Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева. №2 (94) 2021. С.63-73
7. Иессен Петр Петрович Замечания профессора Иессена о русских государственных конских заводах/ Иессен Петр Петрович- М.: Книга по Требованию, 2023.-130 с.
8. Кожевников Евгений Валентинович, Гуревич Давид Яковлевич. Отечественное коневодство: история, современность, проблемы. – М.: Агропромиздат, 1990. – 221с.
9. Коптев Василий Иванович. Материалы для истории русского коннозаводства: Статьи Василия Ивановича Коптева 1847-1887 гг./ Коптев Василий Иванович – М.: Книга по требованию, 2022. – 987с.
10. Корнилова А.В. Архитектурный комплекс Санкт-Петербургского управления государственного коннозаводства как памятник периода эклектики. Вестник СПбГУКИ. № 1 (10) март 2012. С.120-125
11. Кригер Лариса Валерьевна. Усадьбы Воронежской области. – Воронеж: Центр духовного возрождения Черноземного края, 2011. – 368с.
12. Мельникова Дарья Андреевна. Хозяйственное и техническое обеспечение государственных конских заводов Российской империи во второй четверти XIX – начале XX в. История повседневности Учредители: Ленинградский государственный университет им. А.С. Пушкина. № 1 (9) 2019. С. 66-81
13. Мердер Иван Карлович. Исторический очерк русского коневодства и коннозаводства. Изд. Стереотип. – М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2016. – 160с. (Энциклопедия конника.)
14. Озерной Иван Григорьевич. Сказание о стрелецкой породе лошадей. – Луганск: РИО ОАО «Луганская областная типография», 2007. – 387с.
15. Степанов Владимир Николаевич. История Беловодского края: события и лица, факты и версии: Историко – публицистическое издание / В.Н. Степанов. – Луганск: Изд-во «Глобус», 2014. – 384с.
16. Телятников Игорь Сергеевич. Архитектура русских конных заводов, XVIII-XIX вв.: диссертация ... кандидата архитектуры: 18.00.01. – Москва, 1953. – 267 с.: ил.
17. Федоров Александр Борисович. Деркульский государственный конный завод страницы истории. – Киев, Издательство «Глобус», 2021. – 279с.
18. Холодова Елена Васильевна. «Золотого век» в архитектуре усадебных зданий Курской губернии 1-я половина XVIII - 2-я половина XIX вв. Научно-технический журнал «Строительство и реконструкция». Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева. №3 (89) 2020. С.82-98
19. Шапиро Белла Львовна. Кавалерия в царствование Александра I: рецепция военного опыта XVIII столетия // Изв. Сарат. ун-та. Нов. сер. Сер. История. Международные отношения. 2019. Т. 19, вып. 3. С. 272–278. DOI: <https://doi.org/10.18500/1819-4907-2019-19-3-272-278>
20. Шапиро Белла Львовна. Русская строевая лошадь в XVIII столетии («Золотой век» Екатерины II и его предпосылки) // Вестник славянских культур. 2019. Т. 51. С. 36–48.

REFERENCES

1. Article 9 "Treaty between the Russian Federation and the Lugansk People's Republic on the Admission to the Russian Federation of the Lugansk People's Republic and the Formation of a New Subject within the Russian Federation" (Signed in Moscow on September 30, 2022)
2. Federal Constitutional Law of October 4, 2022 N 6-FKZ (as amended on December 25, 2023) "On the Admission to the Russian Federation of the Lugansk People's Republic and the Formation of a New Subject within the Russian Federation - the Lugansk People's Republic".
3. Anisimov Evgeny Viktorovich. Imperial Russia. – St. Petersburg, Peter Publishing House, 2024. - 640s.: ill.
4. Bogdanova Tatiana Vasilyevna. The history of the Russian Empire in documents. 1721-1917. Based on the materials of the exhibition "To be so ...". Scientific and artistic publication. – St. Petersburg, Aurora Publishing House, 2022. – 336с. – 428 ill.
5. Dubensky Dmitry Nikolaevich. Horse factories of European Russia, the Caucasus and the Turgai region and a historical sketch of their development: From maps of the distribution of breeds, herds and herds. / Comp. Dm. Dubensky, edited by I.K. Murder. – Saint Petersburg: Military Type, 1896. –2], LIV, 306, [5] p.; 21.
6. Enin Alexander Egorovich, Shcheblykina-Monastyreva Eleanora Igorevna. Formation of methods of landscaping a territory with cultural, archaeological and natural conservation regulations for its use on the example of the Semiluksky settlement. Scientific and technical journal "Construction and Reconstruction". I.S. Turgenev Oryol State University. No. 2 (94) 2021. pp.63-73
7. Peter Petrovich Jessen, Professor Jessen's Remarks on Russian state horse farms/ Peter Petrovich Jessen, Moscow: Book on Demand, 2023.-130 p.
8. Kozhevnikov Evgeny Valentinovich, Gurevich David Yakovlevich. Domestic horse breeding: history, modernity, problems. Moscow: Agropromizdat, 1990. 221s.
9. Koptev Vasily Ivanovich. Materials for the history of Russian horse breeding: Articles by Vasily Ivanovich Koptev 1847-1887/ Vasily Ivanovich Koptev– Moscow: Book on Demand, 2022– 987с.
10. Kornilova A.V. The architectural complex of the St. Petersburg State Horse Breeding Department as a monument of the eclectic period. Bulletin of St. Petersburg State University of Economics. No. 1 (10) March 2012. pp.120-125
11. Larisa V. Krieger. Estates of the Voronezh region. Voronezh: Center for Spiritual Revival of the Chernozem Region, 2011. 368s.
12. Melnikova Darya Andreevna. Economic and technical support of the state-owned horse factories of the Russian Empire in the second quarter of the 19th - early 20th century. The history of everyday life Founders: A.S. Pushkin Leningrad State University. No. 1 (9) 2019. pp. 66-81
13. Murder Ivan Karlovich. Historical sketch of Russian horse breeding and horse breeding. Ed. Stereotype. – M.: Book house "LIBROCOM", 2016. – 160s. (Encyclopedia of horsemen.)
14. Ozernoi Ivan Grigorievich. The legend of the Streltsy horse breed. Lugansk: Branch of JSC "Lugansk Regional Printing House", 2007. 387s.
15. Stepanov Vladimir Nikolaevich. The history of Belovodsk region: events and persons, facts and versions: Historical and journalistic edition / V.N. Stepanov. Lugansk: Globus Publishing House, 2014. 384с.
16. Igor Sergeevich Telyatnikov. Architecture of Russian stud farms, XVIII-XIX centuries: dissertation... Candidate of Architecture: 18.00.01. – Moscow, 1953. – 267 p.: ill.
17. Fedorov, Alexander Borisovich. Derkul'sky State Stud farm pages of history. – Kiev, Globus Publishing House, 2021. – 279s.
18. Kholodova Elena Vasilyevna. The "Golden Age" in the architecture of manor buildings of the Kursk province in the 1st half of the XVIII - 2nd half of the XIX centuries. Scientific and technical journal "Construction and Reconstruction". I.S. Turgenev Oryol State University. No. 3 (89) 2020. pp.82-98
19. Shapiro Bella Lvovna. Cavalry in the reign of Alexander I: reception of the military experience of the XVIII century // Izv. Sarath. un-ta. New ser. Ser. History. International relations. 2019. Vol. 19, issue. 3. Pp. 272-278. DOI: <https://doi.org/10.18500/1819-4907-2019-19-3-272-278>
20. Shapiro Bella Lvovna. The Russian drill horse in the XVIII century (the "Golden Age" of Catherine II and its prerequisites) // Bulletin of Slavic Cultures, 2019, vol. 51, pp. 36-48.

Информация об авторах:

Енин Александр Егорович

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет» г. Воронеж, Россия
кандидат архитектуры, профессор, заведующий кафедрой основ проектирования и архитектурной графики,
e-mail: a_yenin@mail.ru

Перова Наталья Викторовна

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет» г. Воронеж, Россия
аспирант кафедры кафедрой основ проектирования и архитектурной графики
e-mail: nvperova@mail.ru

Information about the authors:

Enin Aleksandr E.

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia, PhD in Architecture, Professor, Head of the Department of Fundamentals of Design and Architectural Graphics,
e-mail: a_yenin@mail.ru

Perova Natalia V.

Voronezh State Technical University, Voronezh, Russia, PhD student, Department of Fundamentals of Design and Architectural Graphics
e-mail: nvperova@mail.ru

С.А. ЛОГИНОВА¹, П.Б. РАЗГОВОРОВ¹, И.Н. ГОГЛЕВ²¹ ФГБОУ ВО «Ярославский государственный технический университет», г. Ярославль, Россия²ООО «ТехноНИКОЛЬ – Строительные Системы», г. Москва, Россия

ПОВЕДЕНИЕ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ПРЕОБРАЗОВАТЕЛЕЙ КОРРОЗИИ МЕТАЛЛОВ ПРИ ПОНИЖЕННЫХ ТЕМПЕРАТУРАХ

Аннотация. Разработаны экспериментальные составы преобразователей коррозии металлов для современного строительства на основе ортофосфорной кислоты с включением поверхностно-активных веществ. Их особенностью является применение раствора кислоты Льюиса в качестве функциональной добавки, позволяющей оперативно (в течение 5 мин) выполнять обработку металлической поверхности. Изучены водородные показатели получаемых систем. Оценено влияние пониженных температур на pH исследуемых растворов и скорость обработки поверхности металла после их выдерживания при -18 и -29°C . По результатам исследований выявлено, что при -18°C часть экспериментальных систем кристаллизуется, а отдельные составы переходят в сиропобразное состояние. При -29°C наблюдается кристаллизация всех составов. Обнаружено, что разработанные составы преобразователей коррозии металлов сохраняют свои рабочие свойства даже после продолжительной заморозки (90 сут). Предлагаемые составы рекомендуется использовать в зимний период проведения строительных работ (температура ниже -10°C) только при наличии тепляков или организации внутреннего обогрева.

Ключевые слова: стальная арматура, коррозия, преобразователи коррозии металлов, экспериментальные составы, низкие температуры, замораживание, фосфатные покрытия.

S.A. LOGINOVA¹, P.B. RAZGOVOROV¹, I.N. GOGLEV²¹Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russia²TechnoNIKOL – Construction Systems LLC, Moscow, Russia

BEHAVIOR OF EXPERIMENTAL METAL CORROSION CONVERTERS AT LOW TEMPERATURES

Abstract. Formulations of metal corrosion converters for modern construction based on orthophosphoric acid with the inclusion of surfactants is developed. Their feature is the use of Lewis acid solution as a functional additive, which allows you to quickly (5 minutes) treat the metal surface. The hydrogen indicators of the resulting systems have been studied. The effect of low temperatures on the pH of the studied solutions and the speed of metal surface treatment after their exposure at -18 and -29°C were evaluated. At -29°C , crystallization of all compositions is observed. It was also found that the developed compositions of metal corrosion transducers retain their physical and mechanical properties even after long-term freezing (90 days). The proposed compositions are recommended to be used in the winter season (at temperatures below -10°C) only in the presence of greenhouses or internal heating.

Keywords: steel rebar, corrosion, metal corrosion converters, experimental compositions, low temperatures, freezing, phosphate coatings.

Введение

В современном строительстве при организации защиты от коррозии железобетонных строительных конструкций и стальной арматуры большое внимание уделяется вопросам организации температурного режима, при котором эффективно работают различные добавки в бетоны и преобразователи (уничтожители) коррозии металлов. Это объясняется тем, что в Российской Федерации на широте Центрального региона Европейской части в среднем 6 мес. в году наблюдается температура, близкая к 0°C либо ниже нуля [1]. Изучение влияния температуры на поведение добавок в бетоны [2] или составы для уничтожения возникающей ржавчины на поверхности металлов является важной задачей, поскольку в области низких температур эффективность их применения закономерно снижается [3, 4]. Этот вопрос является актуальным и для лакокрасочных составов, особенно – гидроизоляционных [3, 4]. С физико-химических позиций, он находится в корреляции с изменением агрегатного состояния применяемого раствора или добавки, а также определяется снижением скорости диффузионного процесса [5, 6] и межмолекулярных взаимодействий в жидкой фазе [7]. Так, хорошо известно, что замороженная вода (лед) свои свойства уникального растворителя проявляет менее активно и не способна столь же быстро растворять соли, которые легко образуют прозрачные растворы незамороженной воде [8].

В рамках настоящего исследования рассматривалось изменение физико-химических и потребительских свойств экспериментальных составов преобразователей коррозии металлов, полученных на основе ортофосфорной кислоты (ОФК) [9, 10] в присутствии различных добавок [11], при действии пониженных температур (замораживание при -18 и -29°C). Так, например, использование фосфатных соединений для обеспечения защиты от коррозии алюминия и его сплавов активно изучалось отечественными учеными в течение нескольких последних десятилетий [12-14], в том числе – с участием авторов настоящей работы [14]. При этом образующаяся на поверхности пленка включает первичные и вторичные фосфаты алюминия. Так как первичные соединения имеют хорошую растворимость, они могут вымываться, а часть их удерживается на поверхности за счет действия межмолекулярных сил. Квантово-химические расчеты модельных составов вторичного фосфата алюминия указывают на их устойчивость. Это согласуется со значениями электронной плотности и длины связи, в соответствии с известными теоретическими воззрениями ($\leq 1.75\text{\AA}$, характерна для ковалентных взаимодействий) [14]. Высокая теплота образования (-267.65 ккал/моль) и дипольный момент (4.60 Дб) свидетельствуют об образовании гелеобразной системы, которая содержит достаточное количество гидратной воды, окружающей ОН-группы ОФК. В целом свежесажженные пленки изначально являют собой гидрофобные дисперсии с двумя фазами и избыточной поверхностной энергией. Образование же фосфатного покрытия сопровождается исчезновением межфазной границы «коллоид – вода» и снижением до нулевых значений свободной поверхностной энергии системы [13]. В условиях длительной экспозиции (≥ 96 ч) на открытом воздухе, когда за счет молекулярной диффузии вода удаляется и пленка высыхает, активные кислотные группы сближаются и образуют по водородным связям свежие межмолекулярные сшивки; при этом в обменных реакциях могут быть задействованы как первичные, так и вторичные фосфаты [14]. Наблюдаемое снижение пористости фосфатной пленки, реакционной способности системы и, как следствие, снижение качества фосфатирования из такого состава может быть нивелировано путем дополнительного введения в составы активирующих добавок – разбавленных кислот Льюиса (КЛ), как это описано ранее в [14], и солей органических кислот, что, по нашему мнению, способствует разрыву образовавшихся Н-связей.

В целом, кислотные преобразователи коррозии металла на основе ОФК известны достаточно давно, и по тематике исследования их свойств имеется значительное число публикаций; типичные примеры можно найти в источниках [9-11]. Возможность отдельного

применения ПАВ [14], кислот Льюиса [14-17] и соединений оксида алюминия [18] в строительной отрасли рассмотрена ранее в [14-18].

Целью работы является исследование возможности применения составов быстрого действия, обеспечивающих преобразование продуктов коррозии металлов на основе ОФК с включением ПАВ и активирующей добавки КЛ при организации строительных работ на территории Российской Федерации в зимний период.

Предметом исследования служила оценка влияния пониженных температур (замораживание при -18 и -29°C) на сохранение рабочих свойств экспериментальных составов преобразователей коррозии.

Модели и методы исследований

Используемые преобразователи коррозии металлов включали следующие основные компоненты: раствор ОФК; дистиллированная вода (ДВ); поверхностно-активное вещество (ПАВ) или смесь катионного и неионогенного ПАВ; мелко- или нанодисперсный оксид алюминия (ОА, α -глинозем); раствор кислоты Льюиса (КЛ) с включением соли органической кислоты.

Для исследования были приготовлены следующие составы (рецептуры) преобразователей коррозии, прошедшие предварительный отбор при сравнении с другими вариантами, в том числе известными из литературы [12-14], мас%:

Преобразователь коррозии № 1 – ОФК конц. – 25.0; ДВ – 72.0; ОА – 1.0; ПАВ (анионное + неионогенное) – 1.5; добавка КЛ – 0.5;

Преобразователь коррозии № 2 – ОФК конц – 30.0; ДВ – 65.0; ОА – 1.0; ПАВ (анионное + неионогенное) – 3.0; добавка КЛ – 1.0.

Преобразователь коррозии № 3 – ОФК конц – 20.0; ДВ – 75.0; ОА – 3.0; ПАВ (анионное) – 0.5; добавка КЛ с включением соли органической кислоты – 1.5.

В экспериментальных целях использовали бытовую морозильную камеру LG (рисунок 1 а) и специальную промышленную морозильную камеру LAB-TRADE KM 10 (рисунок 1 б).



Рисунок 1 – Бытовая морозильная камера LG (а), температура -18°C ; дисплей специализированной морозильной камеры LAB-TRADE KM 10 (б, температура замораживания -29°C)

В камерах осуществляли замораживание преобразователей коррозии металлов вышеуказанных составов, после чего оценивали их агрегатное состояние и определяли требуемое время удаления ржавчины с поверхности металлической конструкции. В ходе исследования также применяли профессиональный тепловизор Testo 875-1i (рисунок 2 а), с помощью которого удавалось зафиксировать точки замораживания (кристаллизации), и рН-метр Testo 206-pH1 (рисунок 2 б) для отслеживания изменения рН того или иного состава преобразователя коррозии после замораживания.



Рисунок 2 –Тепловизор Testo 875-1i (а) и pH-метр Testo 206-pH1(б) для

Отмечается отдельно, что все исследования проведены в соответствии с требованиями, закрепленными в гостированной (нормативной) документации.

Результаты исследования и их анализ

На рисунке 3 представлены гистограммы поверхности замороженных экспериментальных преобразователей коррозии (составы № 1-3).

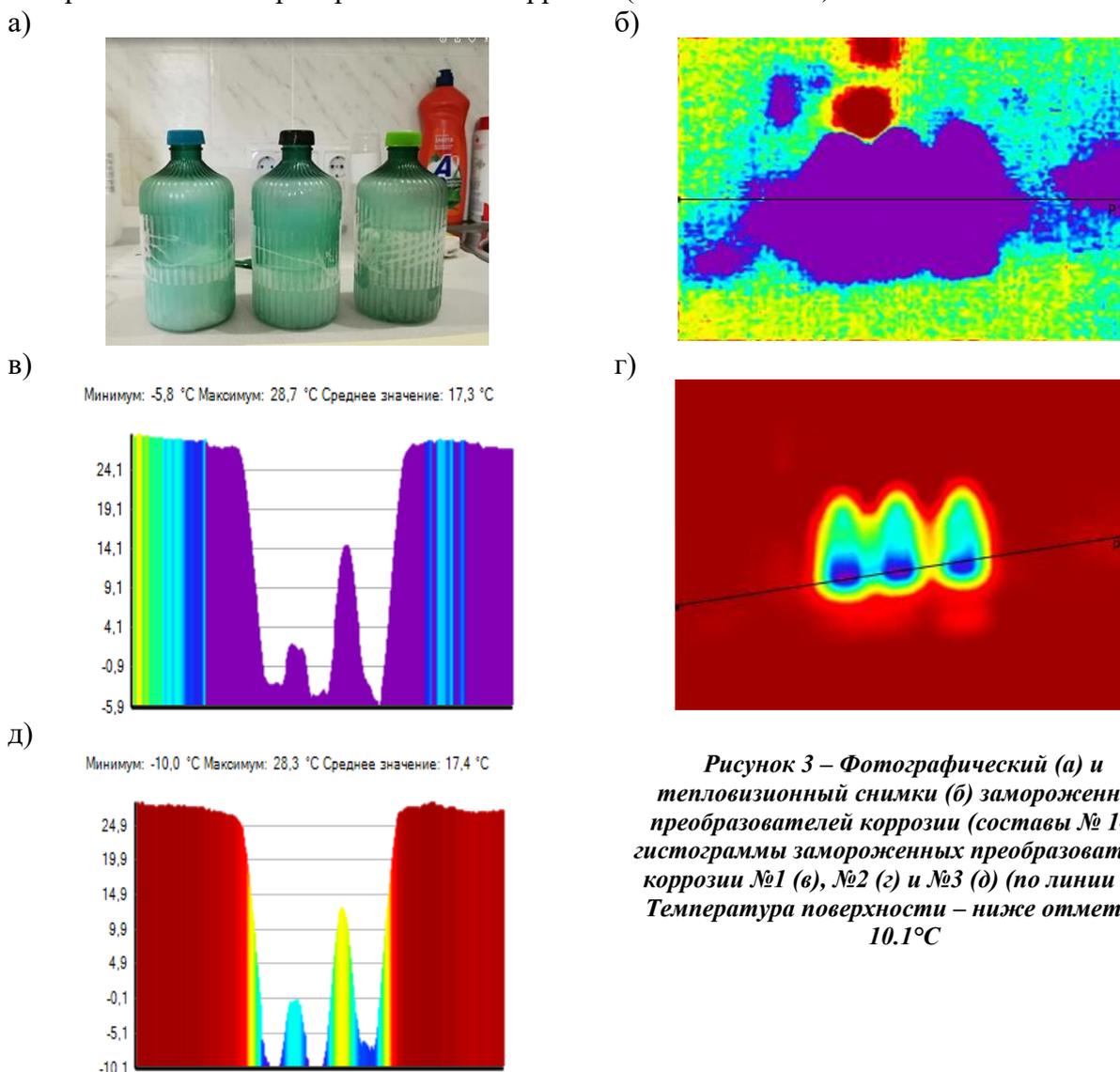


Рисунок 3 – Фотографический (а) и тепловизионный снимки (б) замороженных преобразователей коррозии (составы № 1-3); гистограммы замороженных преобразователей коррозии №1 (в), №2 (г) и №3 (д) (по линии P1). Температура поверхности – ниже отметки -10,1°С

При температуре -18 °С в бытовой морозильной камере произошла кристаллизация (замораживание) преобразователей коррозии №2 и №3. Для состава №1 наблюдается переход

в «сиропообразное» состояние (см. рисунок 4 а); при этом зафиксировано изменение водородного показателя с 0.66 (исх.) до 0.54 (см. рисунок 4 б). Для остальных составов преобразователей коррозии, ввиду полной их кристаллизации, замер рН является проблематичным. При температуре -29°C нами зафиксировано полное замораживание всех без исключения материалов в промышленной морозильной камере в течение 3 мес. (90 сут.).



Рисунок 4 – Сиропообразное состояние преобразователя коррозии №1 после заморозки при -18°C (а); б) влияние отрицательной температуры на падение водородного показателя до отметки 0.54 для состава №1

Выявлено, что замораживание способствует значительному замедлению скорости обработки поверхности низколегированной стальной арматуры. Так, например, преобразователь коррозии №1 после замораживания в своей мазеобразной консистенции (рисунок 4 а) смог преобразовать ржавчину на стальной поверхности в нерастворимую фосфатную пленку более чем за 0.5 ч; в обычном состоянии на это требовалось только 4-5 мин. Это объясняется понижением смачивающей способности применяемой смеси анионных и неионогенных ПАВ, а также кристаллизацией основного рабочего компонента – ОФК.

Результаты проведенных исследований занесены нами в таблицу 1.

Таблица 1 – Результаты испытаний по работе преобразователей коррозии металла после замораживания

Скорость обработки поверхности строительной арматуры	
№ образца, описание	τ , мин
Образец 1 (Составы №1-3), без замораживания	≤ 5
Образец 2 (Составы №1-3), без замораживания	≤ 5
Образец 3 (Составы №1-3), без замораживания	≤ 5
Образец 4 (Составы №1-3), замораживание при -18°C (бытовая морозильная камера)	$\gg 30$ (для состава №1); для остальных рецептов не определялось
Образец 5 (Составы №1-3), замораживание при -18°C (бытовая морозильная камера)	$\gg 30$ (для состава №1); для остальных рецептов не определялось
Образец 6 (Составы №1-3), замораживание при -29°C (промышленная морозильная камера, 90 сут.)	Составы полностью заморозились; не работают в замороженном состоянии
Образец 7 (Составы №1-3), замораживание при -35°C (промышленная морозильная камера, 90 сут.)	Составы полностью заморозились; не работают в замороженном состоянии
Образец 8 (Составы №1-3), замораживание при -50°C (промышленная морозильная камера, 90 сут.)	Составы полностью заморозились; не работают в замороженном состоянии

После полного размораживания и перемешивания растворов все преобразователи коррозии (составы № 1-3) сохранили свои рабочие свойства (явление тиксотропии) и эффективность (время преобразования поверхности металла составило 4-5 мин), что свидетельствует об устойчивости предлагаемых материалов к замораживанию, которая оценивается минимальным сроком 3 мес.

Выводы

1. Получены экспериментальные преобразователи коррозии на основе ортофосфорной кислоты с включением смеси анионных и неионогенных ПАВ (≤ 3.0 мас.%), оксида алюминия и кислоты Льюиса, сохраняющие рабочие свойства после замораживания в течение 90 сут.

2. Выявлен факт повышенной устойчивости к действию пониженных температур для преобразователя коррозии №1, включающего 0.5 мас% добавки кислоты Льюиса, однако данный состав уступает другим в отношении скорости обработки поверхности низколегированной стальной арматуры; характерно, что водородный показатель для такого материала при -18 °С снижается с 0.66 до 0.54;

3. Материалы – преобразователи коррозии на основе ОФК с введением в состав ПАВ, оксида алюминия и кислоты Льюиса в зимний период строительства (при температуре ниже -10 °С) рекомендуется использовать при наличии тепляков или в условиях внутреннего обогрева; организация и производство строительных работ в иное время года осуществляется независимо от температурных колебаний.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Парфененко А.П., Тимофеев А.Б. Исследование влияния климатических условий на прогрев внешней стенки резервуара СУГ // Пожаровзрывобезопасность. 2022. Т. 31. № 6. С. 68-77.
2. Кондращенко В.И., Гребенников Д.А., Кендюк А.В., Костюк Т.А., Бондаренко Д.А., Чан Т.Т.Х. Сухая строительная смесь проникающего действия для зимнего бетонирования // Патент на изобретение RU 2379243 С1, 20.01.2010. Заявка № 2008126429/03 от 01.07.2008.
3. Сахнова Л.Ю., Воронцова О.А., Везенцев А.И. Морозостойкость неотвержденной и отвержденной композиции защитно-декоративного покрытия // Научные ведомости Белгородского государственного университета. Сер.: Естественные науки. 2015. № 15 (212). С. 141-144.
4. Степанова В.Ф., Соколова С.Е., Полушкин А.Л. Новые эффективные материалы для вторичной защиты железобетонных конструкций // Коррозия: материалы, защита. 2006. № 6. С. 38-42.
5. Wendell M. Latimer, Worth H. Rodebush. Polarity and ionization from the standpoint of the lewis theory of valence (англ.) // J. Am. Chem. Soc.. 1920. Vol. 42. P. 1419–1433.
6. Mehrer H. Heroes and Highlights in the History of Diffusion // Diffusion Fundamentals. 2009. Т. 11, № 1. P. 1-32.
7. Каплан И.Г. Введение в теорию межмолекулярных взаимодействий. М.: Наука, 1982. 312 с.
8. Timothy A. Strobel, Maddury Somayazulu, Stanislav V. Sinogeikin, Przemyslaw Dera & Russell J. Hemley. Hydrogen-stuffed, quartz-like water ice // J. Am. Chem. Soc. Vol. 138. P. 13786-13789.
9. Konovalova V., Rumyantseva V. Corrosion protection of reinforcement with phosphate coatings // IOP Conf. Ser. Mat. Sci. Eng. Kazan, Russia, 2020. P. 012-091.
10. Патент РФ № 2371517. Преобразователь поверхности металла. 27.10.2009 г.
11. Патент РФ № 2565170. Способ антикоррозионной обработки поверхности черных металлов. 20.10.2015 г.
12. Перехрест Н.А., Пименова К.Н., Литовченко В.Д. Образование фосфатных покрытий на сплавах алюминия // Журн. прикл. химии. 1992. Т. 65, вып. 5. С. 1163-1166.
13. Клейн Е.В., Симунова С.С., Горшков В.К. Влияние фосфатирования на качество автоосаждения лака КЧ-0125 на поверхности алюминия и его сплавов // Изв. вузов. Химия и хим. технология. 2006. Т. 49, вып. 1. С. 45-48.
14. Клейн Е.В., Разговоров П.Б., Ситанов С.В., Горшков В.К., Симунова С.С. Особенности формирования фосфатных пленок на алюминии и его сплавах // Изв. вузов. Химия и хим. технология. 2006. Т. 49, вып. 7. С. 45-47.
15. Гоглев И.Н., Логинова С.А. К вопросу о возможности применения различных кислот Льюиса для улучшения и модификации составов преобразователей коррозии // Молодые ученые – развитию Национальной технологической инициативы (ПОЙСК). 2021. № 1. С. 287-289.
16. Федосов С.В., Румянцева В.Е., Коновалова В.С., Гоглев И.Н. Явления массопереноса в системе "цементный раствор-композитная пластиковая арматура" на стадии структурообразования композита. Ч. 1.

Физические представления и математическая постановка задачи // *Academia. Архитектура и строительство*. 2020. № 1. С. 118-123.

17. Fedosov S.V., Roumyantseva V.E., Konovalova V.S., Goglev I.N. The influence of structure formation conditions of the composite on the mass transfer processes // *IOP Conf. Ser.: Mat. Sci. Eng. International Science and Technology Conference "FarEastCon 2019"*. 2020. P. 042-047.

18. Разговоров П.Б., Игнатъев А.А., Абрамов М.А., Нагорнов Р.С. Переработка алюмосиликатного сырья и отвалов строительства метрополитена в композиционные сорбенты для очистки водных и маслосодержащих сред // *Умные композиты в строительстве*. 2020. Т. 1. Вып. 1. С. 10-26. http://comincon.ru/index.php/tor/V1N1_2020.

REFERENCES

1. Parfenenko A.P., Timofeev A.B. Issledovanie vliyaniya klimaticheskikh usloviy na progrev vneshnej stenki rezervuara SUG [Study of the influence of climatic conditions on the heating of the outer wall of a LPG tank]. *Fire and Explosion Safety*. 2022. Vol. 31. No. 6. Pp. 68-77. (in Russian).

2. Kondrashchenko V.I., Grebennikov D.A., Kendyuk A.V., Kostyuk T.A., Bondarenko D.A., Chan T.T.Kh. Dry penetrating construction mixture for winter concreting. Patent for invention RU 2379243 C1, 20.01.2010. Application No. 2008126429/03 dated 01.07.2008. (in Russian).

3. Sakhnova L.Yu., Vorontsova O.A., Vezentsev A.I. Morozostojkost' neotverzhdennoj i otverzhdennoj kompozicii zashchitno-dekorativnogo pokrytiya [Frost resistance of uncured and cured composition of protective and decorative coating]. *Scientific bulletin of Belgorod State University. Ser.: Natural sciences*. 2015. No. 15 (212). Pp. 141-144. (in Russian).

4. Stepanova V.F., Sokolova S.E., Polushkin A.L. Novye effektivnye materialy dlya vtorichnoj zashchity zhelezobetonnykh konstrukcij [New effective materials for secondary protection of reinforced concrete structures]. *Corrosion: materials, protection*. 2006. No. 6. Pp. 38-42. (in Russian).

5. Wendell M. Latimer, Worth H. Rodebush. Polarity and ionization from the standpoint of the Lewis theory of valence (English). *J. Am. Chem. Soc.* 1920. Vol. 42. Pp. 1419-1433.

6. Mehrer H. Heroes and Highlights in the History of Diffusion. *Diffusion Fundamentals*. 2009. Vol. 11. No. 1. Pp. 1-32.

7. Kaplan I.G. Introduction to the Theory of Intermolecular Interactions. Moscow: Nauka, 1982. 312 p. (in Russian).

8. Timothy A. Strobel, Maddury Somayazulu, Stanislav V. Sinogeikin, Przemyslaw Dera & Russell J. Hemley. Hydrogen-stuffed, quartz-like water ice. *J. Amer. Chem. Soc.* Vol. 138. Pp. 13786-13789.

9. Konovalova V., Rumyantseva V. Corrosion protection of reinforcement with phosphate coatings. *IOP Conf. Ser. Mat. Sci. Eng.* Kazan, Russia, 2020. Pp. 012-091.

10. Patent RU 2371517. Metal surface converter. 27.10.2009.

11. Patent RU 2565170. Method of anti-corrosion treatment of the surface of ferrous metals. 20.10.2015.

12. Perekhrest N.A., Pimenova K.N., Litovchenko V.D. Obrazovanie fosfatnykh pokrytij na splavah alyuminiya [Formation of phosphate coatings on aluminum alloys]. *J. Appl. Chem.* 1992. Vol. 65. No. 5. Pp. 1163-1166. (in Russian).

13. Klein E.V., Simunova S.S., Gorshkov V.K. Vliyanie fosfatirovaniya na kachestvo avtoosazhdeniya laka KCh-0125 na poverhnosti alyuminiya i ego splavov [Effect of phosphating on the quality of autodeposition of varnish KCh-0125 on the surface of aluminum and its alloys. News of universities]. *Chemistry and chemical technology*. 2006. Vol. 49. No.1. Pp. 45-48. (in Russian).

14. Klein E.V., Razgovorov P.B., Sitanov S.V., Gorshkov V.K., Simunova S.S. Features of the formation of phosphate films on aluminum and its alloys [Features of formation of phosphate films on aluminum and its alloys. News of universities]. *Chemistry and chemical technology*. 2006. Vol. 49. No 7. Pp. 45-47 (rus)

15. Goglev I.N., Loginova S.A. K voprosu o vozmozhnosti primeneniya razlichnykh kislot L'yuisa dlya uluchsheniya i modifikacii so-stavov preobrazovatelej korrozii [On the Possibility of Using Various Lewis Acids to Improve and Modify the Compositions of Corrosion Converters]. *Young Scientists - for the Development of the National Technological Initiative (POISK)*. 2021. No. 1. Pp. 287-289. (in Russian)

16. Fedosov S.V., Rumyantseva V.E., Konovalova V.S., Goglev I.N. YAvleniya massoperenosa v sisteme "cementnyj rastvor-kompozitnaya plastikovaya armatura" na sta-dii strukturoobrazovaniya kompozita. CHast' 1. Fizicheskie predstavleniya i matematicheskaya posta-novka zadachi [Mass Transfer Phenomena in the Cement Mortar-Composite Plastic Reinforcement System at the Stage of Composite Structure Formation. Part 1. Physical Concepts and Mathematical Statement of the Problem]. *Academia. Architecture and Construction*. 2020. No. 1. Pp. 118-123. (in Russian).

17. Fedosov S.V., Roumyantseva V.E., Konovalova V.S., Goglev I.N. The Influence of Structure Formation Conditions of the Composite on the Mass Transfer Processes. *IOP Conf. Ser.: Mat. Sci. Eng. Inter. Sci. Tech. Conf. "FarEastCon 2019"*. 2020. Pp. 042-047.

18. Razgovorov P.B., Ignatyev A.A., Abramov M.A., Nagornov R.S. Processing of raw aluminosilicates and subway construction dumps into composite sorbents for purification of water and oil-containing media. *Smart Composite in Construction*, 2020. Vol. 1. No. 1. Pp. 10-26. http://comincon.ru/index.php/tor/V1N1_2020 (in Russian).

Информация об авторах

Светлана Андреевна Логинова

ФГБОУ ВО «Ярославский государственный технический университет», Ярославль, Россия,
заведующий кафедрой строительства зданий и сооружений, кандидат технических наук
e-mail: loginovasa@ystu.ru

Павел Борисович Разговоров

ФГБОУ ВО «Ярославский государственный технический университет», Ярославль, Россия,
доктор технических наук, профессор, профессор кафедры строительства зданий и сооружений,
начальник Управления организации научно-исследовательской и интеллектуальной деятельности
e-mail: razgovorovpb@ystu.ru

Илья Николаевич Гоглев

ООО «ТЕХНОНИКОЛЬ-Строительные Системы», Москва, Россия,
технический специалист направления «Инженерная гидроизоляция»
e-mail: goglev@tn.ru

Information about authors:

Loginova Svetlana A.

Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russia,
head of the department of Construction of Buildings and Structures, candidate of technical sciences
E-mail: loginovasa@ystu.ru

Razgovorov Pavel B.

Yaroslavl State Technical University, Yaroslavl, Russia,
doctor of technical sciences, professor of the department of Construction of Buildings and Structures,
head of the department of Organization of Research and Intellectual Activity
E-mail: razgovorovpb@ystu.ru

Goglev Ilya N.

LLC "TECHNONICOL-Construction Systems", Moscow, Russia,
technical specialist in the field of "Engineering waterproofing"
E-mail: goglev@tn.ru

Е.В. ТКАЧ¹, Ю.С. ФИЛИМОНОВА², Г.А. ШУСЕВ³, А.Л.ШЕИН⁴^{1,3}ФГБОУ ВО «Московский автомобильно-дорожный государственный технический университет (МАДИ)», г. Москва, Россия²ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет», г. Москва, Россия⁴ФГБОУ ВО «Российский химико-технологический университет имени Д.И. Менделеева», г. Москва, Россия

УЛУЧШЕНИЕ ГИДРОФИЗИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ МОДИФИЦИРОВАННОГО ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА, РАБОТАЮЩЕГО В СУРОВЫХ УСЛОВИЯХ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Аннотация. К бетону для изготовления конструкций, работающих в суровых условиях эксплуатации устанавливают требования, отличные от требований для бетонов, применяемых в промышленном и гражданском строительстве. Такие специальные требования обусловлены, прежде всего, сложными условиями эксплуатации, в частности для тоннельных конструкций. Под воздействием целого комплекса агрессивных факторов окружающей среды данный вид конструкций частично или полностью разрушается, что в свою очередь снижает их проектный срок службы. Поэтому необходимым условием для повышения их долговечности является создание модифицированной плотной структуры бетона с улучшенными гидрофизическими свойствами: низкие показатели водопоглощения, капиллярного подсоса, водонепроницаемости и высокие показатели морозостойкости. В настоящее время имеются разработки по усилению и защите таких конструкций материалами с повышенной степенью сопротивляемости агрессивным факторам, например, полимерными композициями. Однако, полимербетоны не нашли широкого распространения из-за их дефицитности и высокой стоимости, поэтому на сегодняшний день основным строительным материалом при возведении тоннельных конструкций остаются бетон и железобетон. Таким образом, получение тяжелых бетонов, работающих в суровых условиях с повышенными эксплуатационными свойствами путем модифицирования его структуры является актуальной задачей. Целью исследования является установить положительное действие комплексного модифицирования совместно с микроармирующим компонентом на гидрофизические свойства тяжелого бетона. Объект исследования представляет собой тяжелый бетон с комплексным модификатором (суперпластификатор+полимер+метакаолин), армированный волластонитом для тоннельных конструкций. Установлено положительное влияние комплексного модифицирования на свойства тяжелого бетона путем уменьшения содержания вяжущего (цемента) и замены его метакаолином, позволяющее повышать гидрофизические характеристики: водопоглощение – 1,8%; марка по водонепроницаемости – W14, с достаточным запасом прочности и морозостойкости (F более 600 циклов), что дает возможность применять данный состав на практике для получения строительных конструкций с заданными характеристиками, эксплуатирующихся в условиях повышенной нагрузки и агрессивной среды, в частности, для конструкций тоннелей.

Ключевые слова: конструкции тоннелей, агрессивные факторы окружающей среды, комплексный модификатор, гидрофизические свойства, суровые условия эксплуатации.

E.V. TKACH¹, YU.S. FILIMONOVA², G.A. SHUSEV³, A.L. SHEIN⁴^{1,3}Moscow Automobile and Road Construction State Technical University, Moscow, Russia²Moscow Polytechnic University, Moscow, Russia⁴D.I. Mendeleev University of Chemical Technology of Russia, Moscow, Russia

IMPROVEMENT OF HYDROPHYSICAL PROPERTIES OF MODIFIED HEAVY-DUTY CONCRETE WORKING IN SEVERE OPERATING CONDITIONS

Abstract. Requirements for concrete used in the manufacture of structures operating in harsh operating conditions are different from those for concrete used in industrial and civil construction. Such special requirements are primarily due to difficult operating conditions, in particular for tunnel structures. Under the influence of a whole range of aggressive environmental factors, this type of structure is partially or completely destroyed, which in turn reduces their design service life. Therefore, a necessary condition for increasing their durability is the creation of a modified dense concrete structure with improved hydrophysical properties: low rates of water absorption, capillary suction, water resistance and high frost resistance. Currently, there are developments in strengthening and protecting such structures with materials with an increased degree of resistance to aggressive factors, for example, polymer compositions. However, polymer concretes have not found wide distribution due to their scarcity and high cost, so today the main building material in the construction of tunnel structures remains concrete and reinforced concrete. Thus, obtaining heavy concretes operating in harsh conditions with increased performance properties by modifying its structure is an urgent task. Objective: To establish the positive effect of complex modification together with a micro-reinforcing component on the hydrophysical properties of heavy concrete. Object: heavy concrete with a complex modifier (superplasticizer + polymer + metakaolin), reinforced with wollastonite for tunnel structures. Research results: A positive effect of complex modification on the properties of heavy concrete was established by reducing the content of binder (cement) and replacing it with metakaolin, which allows improving the hydrophysical characteristics: water absorption - 1.8%; water resistance grade - W14, with a sufficient margin of safety and frost resistance (F more than 600 cycles), which makes it possible to use this composition in practice to obtain building structures with specified characteristics operating under high loads and an aggressive environment, in particular, for tunnel structures

Keywords: tunnel structures, aggressive environmental factors, complex modifier, hydrophysical properties, harsh operating conditions.

Введение

Тяжелый бетон является ключевым материалом при возведении тоннелей, обеспечивая высокую надежность и длительный срок эксплуатации сооружений. Для достижения оптимальных эксплуатационных характеристик — таких как прочность от 50 МПа и выше, плотность до 2500 кг/м³, водонепроницаемость W10 и стойкость к агрессивным средам — применяют различные модификаторы, усиливающие структуру и долговечность бетона [1-3]. Одним из важнейших направлений совершенствования бетонных смесей является введение химико-минеральных добавок, которые позволяют улучшить физико-механические показатели бетона [4-7] и сократить расход ресурсов, что особенно актуально в современных технологических условиях. Существенное внимание уделяется использованию активных минеральных добавок [7-12], таких как микрокремнезем, зола и метакраолин, которые способствуют формированию более плотной и устойчивой структуры бетона. Исследования показывают, что добавление метакраолина в количестве 10-15% от массы вяжущего улучшает характеристики бетона, ускоряя гидратацию и повышая его прочность. Современные разработки также акцентируют внимание на применении дисперсного армирования различными типами фибры [13-16], что дополнительно усиливает структуру и прочность бетона, делая его более устойчивым к механическим нагрузкам и износу. Совместное использование активных минеральных добавок и суперпластификаторов представляет значительный научный интерес, так как оно позволяет заметно улучшить свойства тяжелого бетона. Такой подход к модификации состава способствует увеличению прочности бетона при сжатии до 150 МПа, а также повышает его водонепроницаемость и стойкость к образованию трещин.

Таким образом, улучшение качественных характеристик тяжелого бетона остаётся актуальной задачей, требующей дальнейшего развития с учетом современных технологических направлений. Эти направления предполагают совместное использование цементного вяжущего с комплексными модификаторами для обеспечения долговечности и надежности конструкций.

Модели и методы исследований

Экспериментальные исследования проводились в строгом соответствии с общепринятыми стандартными методиками, образцы подготавливались посерийно с соблюдением всех параметров выдержки и хранения до испытания. Общая схема исследования включала в себя логически взаимосвязанные этапы современного научного метода, в частности, концептуального планирования эксперимента с выделением наиболее важных исследуемых характеристик, определения необходимых свойств исходных компонентов, расчёта требуемых дозировок каждого компонента.

Химический и минеральный состав цемента определяли при помощи рентгенофазового и рентгенофлуоресцентного анализов, результаты которых представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Химический и минеральный состав портландцемента

Марка цемента	Химический состав, мас. %						
	Na ₂ O	SO ₃	MgO	Fe ₂ O ₃	CaO	Al ₂ O ₃	SiO ₂
ЦЕМ I 42,5Н	0,83	0,6	0,88	3,9	64,1	5,89	23,8
	Содержание кристаллических фаз в клинкере, мас. %						
	C ₄ AF (4CaO·Al ₂ O ₃ ·Fe ₂ O ₃)		C ₃ A (3CaO·Al ₂ O ₃)		C ₂ S (2CaO·SiO ₂)		C ₃ S (3CaO·SiO ₂)
	11,46		6,97		11,5		60,92

Дисперсный состав, технологические и прочностные характеристики цемента определяли с использованием ситового анализа, пикнометрического метода, определения прочности на изгиб и сжатие в соответствии со стандартными методиками. Для определения механической прочности изготавливали образцы-балочки размером 4×4×16см из цементно-песчаного раствора с водоцементным отношением В/Ц=0,4. После изготовления образцы в формах содержали 1 сутки в ванне с гидравлическим затвором, в которой обеспечивался режим: относительная влажность воздуха не менее 90% и температура среды (20±2)°С. Через сутки образцы расформовали и затем 27 суток хранили в ванне с водой, температуру в которой контролировали в пределах (20±2)°С. По истечении срока хранения образцы-балочки вынимали из ванны с водой и не позднее, чем через 30 мин испытывали на прочность. Полученные результаты приведены в таблице 2. По результатам испытаний установлено, что цемент соответствует требованиям стандарта по нормируемым показателям: тест на равномерность изменения объема, начало схватывания цементного теста, прочности при сжатии через 2 и 28 суток.

Таблица 2 – Результаты определения характеристик портландцемента марки ЦЕМ I 42,5Н

Показатель	Требование ГОСТ 31108-2020	Фактическое значение
Остаток на сите 45 мкм, %	-	3,15
Остаток на сите 80 мкм, %	-	0,45
Нормальная густота цементного теста, %	-	26,0
Тест на равномерность изменения объема (Кольцо Ле-Шателье), расширение, мм	10	8
Удельная поверхность (по Блейну), см ² /г	-	3540
Начало схватывания, мин	не ранее 60	168
Конец схватывания, мин	-	542
Наличие признаков ложного схватывания, да/нет	нет	нет
Средняя прочность на сжатие в возрасте 2 сут., МПа	не менее 10	23,0
Средняя прочность на сжатие в возрасте 28 сут., МПа	не менее 42,5	46,8
	не более 62,5	
Истинная плотность, кг/м ³	-	3162
Насыпная плотность, кг/м ³	-	1256

В качестве мелкого заполнителя использовали природный песок с модулем крупности 2,5 с размером частиц от 0,16 мм до 2,5 мм производства ООО «Агат», расположенного в Александровском районе Владимирской области.

В качестве крупного заполнителя использовали гранитный щебень производства ООО «ДорНерудРесурс», г. Саратов, соответствующий требованиям по содержанию зерен пластинчатой и игловатой формы – 11,0 %; пылевидных, илистых и глинистых частиц – 0,8 %; марка щебня по дробимости –1400; марка щебня по морозостойкости – 300; насыпная плотность – 1420 кг/м³; удельная эффективная активность радионуклидов (А_{эфф}) – 92 Бк/кг; марка щебня по истираемости И-1. Максимум в распределении щебня по размерам приходился на 20 мм. Исследуемый заполнитель относится к среднезернистому типу кристаллической структуры. Для затворения бетонной смеси использовалась вода. Вода не содержит сульфатов более 2700 мг/л (в пересчете на SO₄), всех солей более 5000 мг/л, нефтяной шлам и накипь, содержание органических веществ менее 15 мг/л, pH 7,8, цвет отсутствует.

В качестве пластифицирующей добавки использовалась добавка-суперпластификатор Sunbo PC-1021 производства Sunbo (Китай), расход которой составлял 0,4% от массы вяжущего вещества, рекомендованный производителем.

В качестве водорастворимой полимерной добавки использовали добавку «Полидон-А» производства ООО «Оргполимерсинтез», г. Санкт-Петербург, соответствующую требованиям ТУ 9365-002-46270704-2001. Расход данной добавки составлял 0,3 % от массы вяжущего. «Полидон-А» представляет собой водный раствор поливинилпирролидона С₆Н₉NO, плотностью 1200 кг/м³, вязкостью от 3000 до 6000 МПа с при 25 °С, температурой плавления: 150-180 °С.

В качестве активной минеральной добавки применялся метакраолин марки ВМК-45. Метакраолин был произведён ООО «СИНЕРГО», Челябинская обл., пос. Желтинский, ул Степная.

Для дисперсного армирования бетонного камня был выбран волластонит, который представляет собой минерал из класса силикатов, природный силикат кальция подкласса пироксеноидов группы цепочечных силикатов с формулой Ca[SiO₂]. Цвет волластонита белый с сероватым или буроватым оттенком. Волластонит в зависимости от длины волокон делится на: длинно- и коротковолокнистый, обладающий микроармирующим эффектом.

В табл. 3 приведены составы тяжелого бетона на которых проводились дальнейшие исследования.

Таблица 3 – Исследуемые составы модифицированного тяжелого бетона

Материалы	Расход на 1 м ³ бетонной смеси, кг/м ³				
	1контр	2	3	4	5
ЦЕМ I 42,5Н	365	365	365	321	321
Метакраолин ВМК-45 (12%)	-	-	-	44	44
Вода	182	182	182	182	182
Щебень	987	987	987	987	987
Песок	756	756	756	756	756
Суперпластификатор Sunbo PC-1021 (0,4%)		1,46	1,46	1,46	1,46
Полидон-А (0,3 %)	-	-	1,09	1,09	1,09
Волластонит (2 %)	-	-	-	-	7,3

Результаты исследования и их анализ

Для определения эффективности взаимодействия воды с матрицей разработанного бетона и, как следствие, эффективности диффузионных процессов внутри матрицы, влияющих на разрушение структуры бетонного камня, проводилось определение пористости бетона, его водопоглощение и водонепроницаемость. Для определения водопоглощения был применен метод последовательного насыщения образцов водой до постоянной массы согласно ГОСТ 12730.3-2020 "Бетоны. Метод определения водопоглощения". Использованные образцы-кубы имели ребро 100 мм, изготавливались из бетонных смесей разработанных составов. Образцы твердели в нормальных условиях на протяжении 28 суток. Серия образцов для испытания составляла 3 куба плюс контрольный для каждого из составов. Водопоглощение серии образцов каждого состава определялось как среднее арифметическое значений водопоглощений каждого образца серии. Пористость образцов разработанных составов определялась путем оценки кинетики водопоглощения методом дискретного взвешивания в соответствии с ГОСТ 12730.4-2020 «Бетоны. Методы определения параметров пористости». Образцы-кубы имели ребро 70 мм, серии испытаний включали в себя два образца каждого состава. Значение пористости рассчитывалось как среднее арифметическое. Водонепроницаемость разработанных бетонных изделий определялась при помощи метода «мокрого пятна» согласно требованиям ГОСТ 12730.5-2018 «Бетоны Методы определения водонепроницаемости». Для определения водонепроницаемости из разработанных составов изготавливались образцы-цилиндры диаметром 150 мм и высотой 150 мм. Было подготовлено по 6 образцов каждого состава в серии. Образцы до испытания выдерживались в камере нормального твердения в нормальных условиях в течение суток перед проведением испытаний. Определение водонепроницаемости проводилось при помощи установки Form+Test WE 6 MMZ (Германия). Образцы устанавливались в посадочные устройства установки, манжеты которой предварительно смазывались водонепроницаемой смазкой. Давление воды поднималось ступенчато с последующей выдержкой (0,2 МПа в течение 1-5 минут) и длительностью воздействия воды под давлением, равной 12 часам на каждой ступени. При появлении «мокрого пятна», равно как и иных признаков проникновения воды в различные места образца испытание прекращалось. Значение максимального давления воды, при котором не менее чем на четырех образцах из шести, не наблюдалась фильтрация воды, было принято показателем водонепроницаемости образца. Для определения морозостойкости использовался первый базовый метод. Образцы для испытания представляли собой серию бетонных кубиков с ребром 100 мм, шесть из которых были приняты в качестве контрольных, а двенадцать имели в своем составе введенные добавки в соответствии с разработанным планом эксперимента. Время выдержки образцов составила 24 часа при погружении на 1/3 высоты образцов, 24 часа при погружении на 2/3 высоты образцов и 48 часов при полном погружении. Процесс испытания шел до появления структурных дефектов образцов – трещин, сколов и шелушения, потери массы и потери прочности образцов более чем на 5% от требуемого значения.

Результаты испытаний на водопоглощение и водонепроницаемость бетона представлены в таблице 4. Анализ полученных данных (табл.4) показывает, что введение комплексного модификатора совместно с волластонитом (состав 5, ПЦ+(0,4%SunboPC-1021+0,3% Полидон-А+12%ВМК-45)+2%Волластонит снизило показатель водопоглощения на – 57,8%; на 37,8% снизил 2 состав ПЦ+0,4% Sunbo PC-1021); на 48,9 % – 3 состав ПЦ+ (0,4%Sunbo PC-1021+ 0,3%Полидон-А); на 53,3% – 4 состав ПЦ+(0,4%SunboPC-1021+ 0,3% Полидон-А+12%ВМК-45) в сравнении с контрольным (состав 1). Водонепроницаемость модифицированного бетона в 4 составе ПЦ+(0,4%Sunbo PC-1021+0,3%Полидон-А+ 12%ВМК-45) повысилась на 4 ступени нагружения в сравнении с контрольным составом 1. При этом наличие в составе 5 волластонита ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021+0,3%Полидон-А + 12%ВМК-45)+2%Волластонит не повлияло на его водонепроницаемость.

Таблица 4 – Результаты испытаний на водопоглощение и водонепроницаемость

Маркировка образца	Плотность кг/м ³ /Пористость, %	Водопоглощение по массе, %	Водонепроницаемость, МПа	Марка бетона по водонепроницаемости
Состав 1 контрольный	2290/12,2	4,6	0,6	W6
Состав 2 ПЦ + 0,4% Sunbo PC-1021	2292/11,3	3,2	0,8	W8
Состав 3 ПЦ + (0,4%Sunbo PC-1021 + 0,3% Полидон-А)	2293/10,3	2,2	1,2	W12
Состав 4 ПЦ + (0,4%Sunbo PC-1021 + 0,3% Полидон-А + 12% ВМК-45)	2293/10,1	1,9	1,4	W14
Состав 5 ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021+ 0,3% Полидон-А + 12% ВМК-45) + 2% Волластонит	2300/8,7	1,8	1,4	W14

Таблица 5 – Результаты испытания бетонов при циклическом попеременном замораживании и оттаивании

Маркировка образца	Потеря массы образца, %, после циклов					K _{мрз} после циклов				
	200	300	400	500	600	200	300	400	500	600
Состав 1	1,19	2,2	4,36	-	-	0,95	0,92	0,68	-	-
Состав 2 ПЦ + 0,4% Sunbo PC-1021	0,36	1,09	2,1	3,3	4,88	1,02	0,98	0,95	0,87	0,84
Состав 3 ПЦ + (0,4%Sunbo PC-1021 + 0,3% Полидон-А)	0,25	0,99	1,87	3,1	3,9	1,02	1,00	0,97	0,93	0,87
Состав 4 ПЦ + (0,4%Sunbo PC-1021 + 0,3% Полидон-А + 12% ВМК-45)	0,15	0,97	1,5	1,7	1,82	1,01	1,04	0,93	0,92	0,9
Состав 5 ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021+ 0,3% Полидон-А + 12% ВМК-45) + 2% Волластонит	0,1	0,2	0,38	1,00	1,6	1,09	1,01	0,99	0,98	0,92

Примечание. K_{мрз} – отношение показателя прочности образца после испытания его морозостойкости к прочности образца материала в водонасыщенном состоянии до определения морозостойкости.

На следующем этапе исследований определяли морозостойкость, которая зависит от структуры материала. Известно, что наличие открытых пор доступных для проникновения воды негативно сказывается на морозостойкости и долговечности строительных материалов [17-20]. Для проведения испытаний на морозостойкость применялся первый базовый метод по требованиям ГОСТ 10060-2012 «Бетоны. Методы определения морозостойкости». Результаты испытаний при циклическом попеременном замораживании и оттаивании отображены в таблице 5 и рисунке 1.

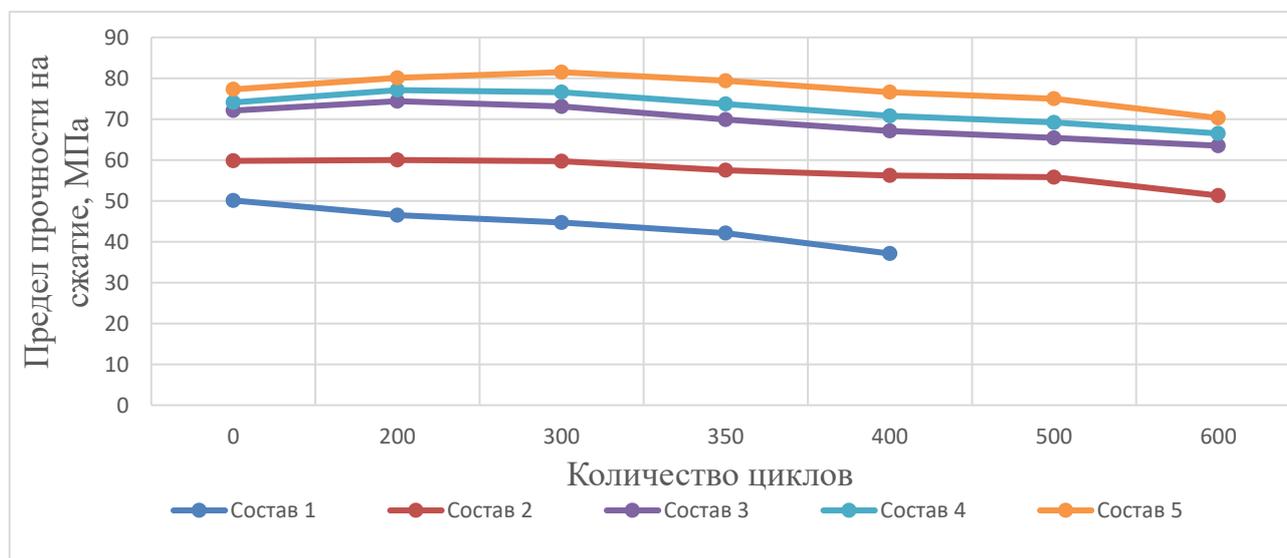


Рисунок 1 – Графическая интерпретация результатов испытаний образцов тяжелого бетона при циклическом попеременном замораживании и оттаивании:

- контрольный ПЦ
- ПЦ + 0,4% Sunbo PC-1021;
- ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021 + 0,3% Полидон-А);
- ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021 + 0,3% Полидон-А + 12% ВМК-45);
- ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021 + 0,3% Полидон-А + 12% ВМК-45) + 2% Воластонит

Результаты испытаний при циклическом попеременном замораживании и оттаивании образцов-кубов из бетона различного состава, представленных в таблице 5 и рисунке 1 показали:

- максимальное снижение массы до 4,36% и кубиковой прочности на 32% в контрольном составе 1 после 400 циклов испытаний попеременного замораживания и оттаивания, что превышает установленные показатели требования ГОСТ10060-2012 (потеря массы и прочности бетона не более 2% и 15% соответственно).

- составы, содержащие комплексный модификатор, показали высокие характеристики морозостойкости, при 600 циклов испытаний потеря массы в составах 4 и 5 составила 1,82% и 1,6% при снижении прочности на 10% и 8% соответственно, что подтверждает достаточный запас прочности и морозостойкости предлагаемых составов модифицированного бетона.

Косвенным доказательством, что комплексное модифицирование (состав 5 таблица) способствует повышению морозостойкости бетона, могут быть результаты испытания бетонов на водопоглощение до и после испытания при циклическом попеременном замораживании и оттаивании (рисунок 2).

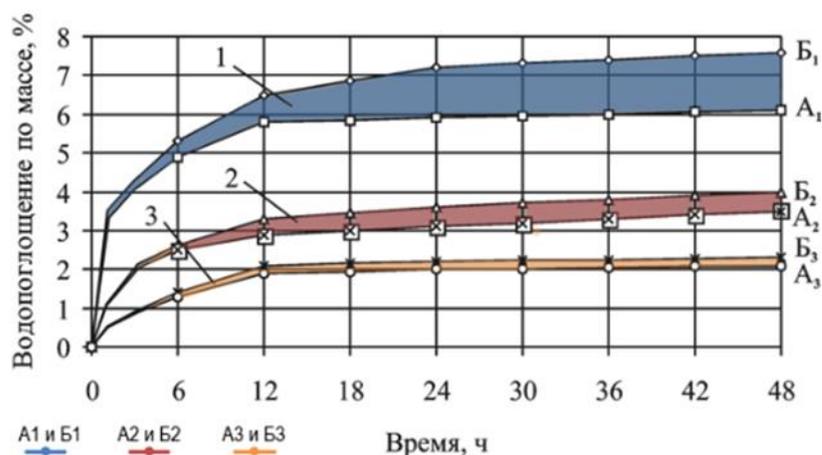


Рисунок 2 – Водопоглощение бетонов до и после испытания при циклическом попеременном замораживании и оттаивании:

1 – А1 и Б1 – контрольный состав соответственно до и после испытания при циклическом попеременном замораживании и оттаивании;

2 – А2 и Б2 – состав 2 ПЦ 0,4% Sunbo PC-1021

3 – А3 и Б3 – состав 5 ПЦ+(0,4% Sunbo PC-1021+ 0,3% Полидон-А+12% ВМК-45)+ 2% Волластонит

Из рисунка 2 видно, что после испытания на морозостойкость (300 циклов попеременного замораживания и оттаивания) исследуемые составы бетонов имеют разное увеличение водопоглощения: прирост водопоглощения контрольного состава составил \square 26%, ПЦ + 0,4% Sunbo PC-1021 \square 12%, а с комплексным модификатором ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021+0,3% Полидон-А+12% ВМК-45)+2% Волластонит \square 5-7%.

Экспериментально доказано улучшение гидрофизических свойств: 5 состав ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021+0,3% Полидон-А+12% ВМК-45)+ 2% Волластонит снизил показатель водопоглощения на – 60,9% в сравнении с контрольным (состав 1). Водонепроницаемость модифицированного бетона в 4 составе ПЦ+(0,4% Sunbo PC-102 + 0,3% Полидон-А+12% ВМК-45) повысилась на 4 степени нагружения в сравнении с контрольным составом 1. При этом наличие в составе 5 волластонита ПЦ+ (0,4% Sunbo PC-1021+ 0,3% Полидон-А + 12% ВМК-45)+2% Волластонит не повлияло на его водонепроницаемость. Высокую морозостойкость показали составы 4 и 5, содержащие комплексный модификатор (ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021+ 0,3% Полидон-А+12% ВМК-45)). При 600 циклов испытания потеря массы в составе 4 составила 1,82% и 1,6% в 5 составе соответственно. При 600 циклах испытаний снижение прочности в 4 составе на 10% и в 5 составе на 8% соответственно.

Выводы

Предлагаемое модифицирование комплексной добавкой совместно с волластонитом (ПЦ + (0,4% Sunbo PC-1021+0,3% Полидон-А+12% ВМК-45)+2% Волластонит)) позволяет получить тяжелый бетон высокого качества с улучшенными гидрофизическими свойствами: водопоглощение, водонепроницаемость и морозостойкость, что дает возможность рекомендовать его для производства строительных изделий и конструкций, работающих в суровых условиях эксплуатации.

Установлено улучшение гидрофизических свойств модифицированного бетона: водопоглощение снизилось на 60,9%; марка по водонепроницаемости повысилась на 4 степени нагружения в сравнении с контрольным составом. После 600 циклов испытания на морозостойкость потеря массы составила только 1,5-1,8% и снижение прочности 9,1%-10,2%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Чилин И.А., Дондуков В.Г., Селютин Н. модифицированные бетоны: реальность и перспективы // Вестник НИЦ Строительство. 2024. № 1 (40). С. 92-104.
2. Крутских А.В., Петропавловская В.Б., Петропавловский К.С., Новиченкова Т.Б. Модифицированные цементные бетоны с дискретным армированием // Строительство и реконструкция. 2023. № 3 (107). -С. 131-139.
3. Петропавловская В.Б., Завадько М.Ю., Новиченкова Т.Б., Петропавловский К.С., Бурьянов А.Ф. Перспективы применения переработанных топливных золошлаковых отходов гидроудаления в сухих строительных смесях // часть 1 строительные материалы. 2023. № 4.- С. 73-79.
4. Isaeva YU.V., Velichko E.G., Kasumov A.SH. Structure optimization of ultra-light cement mortar with due regard for geometrical and physical and mechanical characteristics of components, Construction Materials, 8, 84-87(2015) <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2015-728-8-84-88>.
5. Yakovlev G.I., Ginuchickaya YU.N., Kizinievich O., Kizinievich V., Gordina A.F. Influence of dispersions of multilayer carbon nano-tubes on physical-mechanical characteristics and structure of building ceramics, Construction Materials. 2016. № 8. С. 20-29.
6. Величко Е.Г., Шумилиа Ю.С. К проблеме формирования дисперсного состава и свойств высокопрочного бетона // Вестник МГСУ. 2020. Т. 15. Вып. 2. С. 235-243. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2020.2.235-243>.
7. Филимонова Ю.С., Величко Е.Г. Исследование комплексной модификации тяжелого бетона // Строительство и реконструкция. 2021. №4 (96). С.107-109. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-107-112>.
8. Ткач Е.В., Темирканов Р.И. Улучшение физико-механических свойства модифицированного бетона на основе применения химически активированного микрокремнезема с микроармирующим волокном // Строительство и реконструкция. 2020. №2 (88). С. 123-135.
9. Xu S.Q. The Comprehensive Utilization of Fly Ash. Applied Mechanics and Materials, 459, 82-86(2013) <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.459.82>.
10. Feng N., Peng G. High Performance Concrete with High Volume Fly Ash. Key Engineering Materials. 302-303, (470-478) 2006. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.302-303.470>.
11. Nai-Qian Feng, Gai-Fei Peng A Development of the Research on High Performance Concrete Incorporated with High Volume Fly Ash. Key Engineering Materials. 302-302, 26-34(2006). <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.302-303.26156>.
12. Reiterman Comparative Investigations of some Properties Related to Durability of Cement Concretes Containing Different Fly Ashes. Advanced Materials Research. 1054, 154-161(2014). <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.1054.154>.
13. Урханова Л.А., Лхасаранов С.А., Иванов А.А. Оптимизация состава гидротехнического бетона с применением композиционных вяжущих // Техника и технология силикатов. –2023. Т. 30. № 4. С. 350-356.
14. Александрова О.В., Нгуен Д.В.К., Булгаков Б.И., Петропавловская В.Б. Влияние кварцевого порошка и минеральных добавок на свойства высокопрочных бетонов // Вестник поволжского государственного технологического университета. серия: материалы. конструкции. технологии. 2020. № 3. с. 7-15.
15. Урханова Л.А. Иванов А.А., Лхасаранов С.А. Исследование влияния тонкодисперсных добавок на свойства композиционных вяжущих для гидротехнического бетона // Вестник ВСГУТУ. – 2023.- №2 (89). – С. 80-89.
16. Урханова Л.А. Лхасаранов С.А., Данзанов Д.В. Синтез ультрадисперсной добавки, полученной при гидролизе портландцемента, для модификации цементного камня // Цемент и его применение. – 2022. -№4. С.52-56.
17. Рахимов М.А., Рахимова Г.М., Хан М.А., Тоимбаева Б.М. разработка состава комплексной добавки полифункционального действия сс-3тн // Фундаментальные исследования. 2017. № 1. С. 112-116.
18. Рахимов М.А., Рахимова Г.М., Рахимов А.М., Садирбаева А.М., Иманов Е.К. исследование влияния комплексных гидрофобизирующих органоминеральных модификаторов на эксплуатационные свойства тяжелого бетона // Фундаментальные исследования. 2016. № 2-2. С. 294-298.
19. Шестаков Н.И., Алексеева Д.С., Полосина Д.В. Применение фотокаталитических бетонов в дорожном строительстве. Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2021. № 12. С. 16-26.
20. Мухаметрахимов Р.Х. Роль активных минеральных добавок природного происхождения в формировании структуры и свойств гипсоцементно-пуццоланового вяжущего / Р.Х. Мухаметрахимов, А.Р. Галаутдинов // Вестник технологического университета. - 2017. № 6(20). - С. 60-63.

REFERENCES

1. Kaprielov S.S., Sheinfeld A.V., Chilin I.A., Dondukov V.G., Selyutin N. Modified concrete: reality and prospects // Bulletin of the Research Center Construction. 2024. No. 1 (40). pp. 92-104.
2. Krutskikh A.V., Petropavlovskaya V.B., Petropavlovsky K.S., Novichenkova T.B. Modified cement concretes with discrete reinforcement // Construction and reconstruction. 2023. No. 3 (107). pp. 131-139.
3. Petropavlovskaya V.B., Zavadko M.Yu., Novichenkova T.B., Petropavlovsky K.S., Buryanov A.F. Prospects for the use of processed fuel ash and slag waste from hydraulic removal in dry building mixtures // part 1 building materials. 2023. No. 4. pp. 73-79.
4. Isaeva YU.V., Velichko E.G., Kasumov A.SH. Structure optimization of ultra-light cement mortar with due regard for geometrical and physical and mechanical characteristics of components, Construction Materials, 8, 84-87(2015) <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2015-728-8-84-88>.
5. Yakovlev G.I., Ginuchickaya YU.N., Kizinievich O., Kizinievich V., Gordina A.F. Influence of dispersions of multilayer carbon nano-tubes on physical-mechanical characteristics and structure of building ceramics, Construction Materials. 2016. № 8. С. 20-29.
6. Velichko E.G., Shumilina Yu.S. On the problem of formation of dispersed composition and properties of high-strength concrete// Bulletin of MGSU. 2020. Vol. 15. Issue. 2. P. 235-243. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2020.2.235-243>.
7. Filimonova Yu.S., Velichko E.G. Study of complex modification of heavy concrete // Construction and reconstruction. 2021. No. 4 (96). P.107-109. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-107-112>.
8. Tkach E.V., Temirkanov R.I. Improving the physical and mechanical properties of modified concrete based on the use of chemically activated microsilica with micro-reinforcing fiber // Construction and reconstruction. 2020. No. 2 (88). P. 123-135.
9. Xu S.Q. The Comprehensive Utilization of Fly Ash. Applied Mechanics and Materials, 459, 82-86(2013) <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.459.82>.
10. Feng N., Peng G. High Performance Concrete with High Volume Fly Ash. Key Engineering Materials. 302-303, (470-478) 2006. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.302-303.470>.
11. Nai-Qian Feng, Gai-Fei Peng A Development of the Research on High Performance Concrete Incorporated with High Volume Fly Ash. Key Engineering Materials. 302-302, 26-34(2006). <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.302-303.26156>.
12. Reiterman Comparative Investigations of some Properties Related to Durability of Cement Concretes Containing Different Fly Ashes. Advanced Materials Research. 1054, 154-161(2014). <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.1054.154>.
13. Urkhanova L.A., Lkhasaranov S.A., Ivanov A.A. Optimization of the composition of hydraulic concrete using composite binders // Engineering and technology of silicates. -2023. V. 30. No. 4. pp. 350-356.
14. Aleksandrova O.V., Nguyen D.V.K., Bulgakov B.I., Petropavlovskaya V.B. Influence of quartz powder and mineral additives on the properties of high-strength concrete//Bulletin of the Volga State Technological University. series: materials. designs. technologies. 2020. No. 3. pp. 7-15.
15. Urkhanova L.A., Ivanov A.A., Lkhasaranov S.A. Study of the influence of finely dispersed additives on the properties of composite binders for hydraulic concrete// Bulletin of VSGUTU. - 2023.- No. 2 (89). pp. 80-89.
16. Urkhanova L.A., Lkhasaranov S.A., Danzanov D.V. Synthesis of an ultrafine additive obtained by hydrolysis of Portland cement for modification of cement stone // Cement and its application. - 2022. - No. 4. P. 52-56.
17. Rakhimov M.A., Rakhimova G.M., Khan M.A., Toimbaeva B.M. development of the composition of the complex additive of multifunctional action ss-3tn // Fundamental research. 2017. No. 1. P. 112-116.
18. Rakhimov M.A., Rakhimova G.M., Rakhimov A.M., Sadirbaeva A.M., Imanov E.K. study of the influence of complex hydrophobic organomineral modifiers on the performance properties of heavy concrete // Fundamental research. 2016. No. 2-2. P. 294-298.
19. Shestakov N.I., Alekseeva D.S., Polosina D.V. Application of photocatalytic concretes in road construction. Bulletin of the Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. 2021. No. 12. P. 16-26.
20. Mukhametrahimov R.Kh. The role of active mineral additives of natural origin in the formation of the structure and properties of gypsum-cement-pozzolan binder / R.Kh. Mukhametrahimov, A.R. Galautdinov // Bulletin of the Technological University. - 2017. No. 6 (20). - P. 60-63.

Информация об авторах:

Ткач Евгения Владимировна

ФГБОУ ВО "Московский автомобильно-дорожный государственный технический университет (МАДИ)
г. Москва, Россия,

доктор технических наук, профессор, профессор кафедры Дорожно-строительных материалов

E-mail: ev_tkach@mail.ru

Филимонова Юлия Сергеевна

ФГАОУ ВО «Московский политехнический университет», г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры «Промышленное, гражданское и подземное строительство»
E-mail: JuliaS06@mail.ru

Шусев Георгий Александрович

ФГБОУ ВО "Московский автомобильно-дорожный государственный технический университет (МАДИ)
г. Москва, Россия,
аспирант кафедры Дорожно-строительных материалов
E-mail: shusev.madi@yandex.ru

Шейн Александр Леонидович

ФГБОУ ВО «Российский химико-технологический университет имени Д.И. Менделеева», г. Москва, Россия
кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры Химической технологии композиционных и вяжущих материалов
E-mail: shein.a.l@muctr.ru

Information about authors:

Tkach Evgeniya V.

Moscow Automobile and Road Construction State Technical University, Moscow, Russia, doctor of technical sciences,
professor, professor of the department of Road Construction Materials.
E-mail: ev_tkach@mail.ru

Filimonova Yulia S.

Moscow Polytechnic University, Moscow, Russia, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Industrial, Civil and Underground Construction.
E-mail: JuliaS06@mail.ru

Shusev Georgy A.

Moscow Automobile and Road Construction State Technical University, Moscow, Russia,
Postgraduate student of the Department of Road Construction Materials
E-mail: shusev.madi@yandex.ru

Shein Alexander Leonidovich

D.I. Mendeleev University of Chemical Technology of Russia, Moscow, Russia
Candidate of Technical Sciences, Senior Lecturer, Department of Chemical Technology of Composite and Binding Materials
E-mail: shein.a.l@muctr.ru

РЕТРАКЦИЯ СТАТЬИ

Редакция журнала «Строительство и реконструкция» сообщает, что на заседании редакционной коллегии журнала (протокол №1 от 13.01.2025 г.) принято решение о ретракции (отзыве) статьи под названием «Расчетная модель сопротивления железобетона в околоарматурной области» авторов Колчунов Вл.И., Фёдорова Н.В., Ильющенко Т.А. (журнал «Строительство и реконструкция». 2024. №6 (116). С. 15-27) по причине обнаружения дублирования со статьей «Расчетная модель сопротивления железобетона в околоарматурной области» авторов Колчунов Вл.И., Фёдорова Н.В., Ильющенко Т.А., опубликованной в журнале «Строительная механика инженерных конструкций и сооружений» (2024. 20(5). С.391-403), возникшего из-за непредумышленной технической ошибки авторов.

*Главный редактор журнала «Строительство и реконструкция»,
Академик РААСН, д.т.н., профессор Колчунов Виталий Иванович*

RETRACTION OF ARTICLE

The editorial board of the journal “Building and Reconstruction” informs that at the meeting of the editorial board of the journal (Protocol No.1 of 13.01.2025) it was decided to retract the article entitled “Development of the reinforced concrete resistance theory in the zone about reinforcement” by the authors Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Ilyushchenko T.A. (Journal “Building and Reconstruction”. 2024. №6 (116). Pp. 15-27) due to the detection of duplication with the article “Strength Model for Concrete in Near-Reinforcement Region” by the authors Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Ilyushchenko T.A., published in the journal “Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings” (2024. 20(5). P.391-403), which arose due to an unintentional technical error of the authors.

*Editor-in-Chief of the journal “Construction and Reconstruction”
Full member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Prof. V.I. Kolchunov*

Уважаемые авторы!
Просим Вас ознакомиться с основными требованиями
к оформлению научных статей

- Представляемый материал должен быть **оригинальным, не опубликованным ранее** в других печатных изданиях.
- Объем материала, предлагаемого к публикации, измеряется числом знаков с учетом пробелов. Рекомендуемый объем статей: **от 15000 до 45000 знаков с пробелами**.
- Статья должна быть набрана на листах формата А4 шрифтом Times New Roman, размер 12 pt с одинарным интервалом, текст выравнивается по ширине; абзацный отступ – 1,25 см, правое поле – 2 см, левое поле – 2 см, поля внизу и сверху – 2 см; все страницы рукописи должны иметь сплошную нумерацию.
- Статья предоставляется в электронном виде по электронной почте или через систему электронной редакции.
- В одном сборнике может быть опубликована только **одна статья одного автора**, включая соавторство.
- Если статья возвращается автору на доработку, исправленный вариант следует прислать в редакцию повторно, приложив письмо с ответами на замечания рецензента. Доработанный вариант статьи рецензируется и рассматривается редакционной коллегией вновь. Датой представления материала считается дата поступления в редакцию окончательного варианта исправленной статьи.
- Аннотации всех публикуемых материалов, ключевые слова, информация об авторах, списки литературы будут находиться в свободном доступе на сайте соответствующего журнала и на сайте Российской научной электронной библиотеки – РУНЭБ (Российский индекс научного цитирования).

В тексте статьи не рекомендуется применять:

- обороты разговорной речи, техницизмы, профессионализмы;
- для одного и того же понятия различные научные термины, близкие по смыслу (синонимы), а также иностранные слова и термины при наличии равнозначных слов и терминов в русском языке;
- произвольные словообразования;
- сокращения слов, кроме установленных правилами русской орфографии, соответствующими стандартами.
- Сокращения и аббревиатуры должны расшифровываться по месту первого упоминания (вхождения) в тексте статьи.

Обязательные элементы:

- **заглавие (на русском и английском языке)** публикуемого материала должно быть точным и емким, слова, входящие в заглавие, должны быть ясными сами по себе, а не только в контексте; следует избегать сложных синтаксических конструкций, новых словообразований и терминов, а также слов узкопрофессионального и местного значения;
- **аннотация (на русском и английском языке)** кратко описывает объект исследования, мотивацию к проведению исследования, результаты исследования (рекомендуется указывать конкретные результаты и зависимости, полученные в исследовании), выводы (кратко); рекомендуемый объем – от 200 до 250 слов;
- **ключевые слова (на русском и английском языке)** – это текстовые метки, по которым можно найти статью при поиске и определить предметную область текста; обычно их выбирают из текста публикуемого материала, достаточно 5-10 ключевых слов.
- **список литературы**, на которую автор ссылается в тексте статьи; рекомендуемый объем списка литературы – не менее 20 источников.

В информации об авторах рекомендуется указывать ORCID, Scopus ID и SPIN-код, присвоенный в РИНЦ.

Редакция не взимает плату с авторов за подготовку, рецензирование и размещение в открытом доступе статей.

Право использования произведений предоставлено авторами на основании п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации.

С полной версией требований к оформлению научных статей
Вы можете ознакомиться на сайте <https://construction.elpub.ru/jour/index>

Адрес издателя:

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302026, Орловская область, г. Орел, ул. Комсомольская д. 95
+7 (4862) 75-13-18

www.oreluniver.ru
E-mail: info@oreluniver.ru

Адрес редакции

федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Орловский государственный университет имени И.С. Тургенева»
302030, Орловская область, г. Орел, ул. Московская, 77.
+79065704999

<http://oreluniver.ru/science/journal/sir>
E-mail: str_and_rek@mail.ru

Право использования произведений предоставлено авторами на основании
п. 2 ст. 1286 Четвертой части Гражданского Кодекса Российской Федерации

Технический редактор М.А. Амелина
Компьютерная верстка М.А. Амелина

Подписано в печать
Дата выхода в свет
Формат 70×108/16. Печ. л. 14,6
Цена свободная. Тираж 500 экз.
Заказ №

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфической базе ФГБОУ ВО «ОГУ имени И.С. Тургенева»
302026, г. Орел, ул. Комсомольская, 95.