



УДК 624.072

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.2.17-29

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов с соединением арматуры внахлест при динамическом нагружении

С.Ю. Савин^{1*}, Т.А. Ильющенко²

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

² Курский государственный университет, Курск, Российская Федерация

* suwin@yandex.ru

Ключевые слова: прогрессирующее обрушение, соединение арматуры, нахлест, несущая способность, деформативность, железобетон, изгибаемый элемент

История статьи

Поступила в редакцию: 27.05.2025

Доработана: 02.06.2025

Принята к публикации: 04.06.2025

Для цитирования

Савин С.Ю., Ильющенко Т.А. Сопротивление железобетонных изгибаемых элементов с соединением арматуры внахлест при динамическом нагружении // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 10. № 2. С. 17–29.

Аннотация. Соединения продольной арматуры и, в частности, соединение внахлест обладают различными уровнями податливости, что может оказывать влияние на параметры отклика железобетонных конструкций при динамическом нагружении за счет изменения деформативности конструкций. Исследуется сопротивление железобетонных изгибаемых элементов с соединением арматуры внахлест при динамическом нагружении в условиях аварийной расчетной ситуации. Выполнено численное моделирование конструкций железобетонных балок по методу конечных элементов в физически нелинейной трехмерной постановке с учетом параметров диаграммы сцепления арматуры с бетоном. На основе результатов численного моделирования выполнена количественная оценка влияния соединения продольной арматуры внахлест на несущую способность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов при динамическом воздействии, возникающем в аварийной расчетной ситуации. Установлено, что предельная статическая нагрузка, определенная из условий энергетического баланса, составила 0,87 от уровня разрушающей нагрузки как для изгибаемого элемента с наличием соединения продольной арматуры внахлест, так и для элемента со сплошными стержнями арматуры на всю длину. При этом соотношение между полными и условно упругими деформациями оказалось больше на 13,4 % для конструкции с наличием соединения арматуры.

Resistance of Reinforced Concrete Flexural Members with Overlap Reinforcement Coupling under Accidental Action

Sergei Yu. Savin^{1*}, Tatiana A. Piushchenko²

¹ Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

² Kursk State University, Kursk, Russian Federation

* suwin@yandex.ru

Сергей Юрьевич Савин, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388, E-mail: suwin@yandex.ru

Татьяна Александровна Ильющенко, кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Курский государственный университет (КГУ), 305000, г. Курск, ул. Радищева, д. 29; eLIBRARY SPIN-код: 6913-5863, Scopus: 57213811914, ResearcherID: AAJ-6459-2021, ORCID: 0000-0001-6885-588X, E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

© Савин С.Ю., Ильющенко Т.А., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Keywords: progressive collapse, reinforcement coupling, overlapping, load-bearing capacity, ductility, reinforced concrete, flexural member

Article history

Received: 30.05.2025

Revised: 05.06.2025

Accepted: 07.06.2025

For citation

Savin S.Yu., Iliushchenko T.A. Resistance of Reinforced Concrete Flexural Members with Overlap Reinforcement Coupling under Accidental Action. *Reinforced Concrete Structures*. 2025; 2(10):17-29.

Abstract. Longitudinal reinforcement couplings, and particularly overlap-coupling, have various levels of ductility. This can influence the response parameters of reinforced concrete structures under dynamic loading by means of changes in the deformability of structures. The study investigates the resistance of reinforced concrete flexural members with overlap reinforcement coupling under dynamic loading in accidental design situations. It provides numerical modeling of reinforced concrete beams using the finite element method in a physically nonlinear three-dimensional formulation, taking into account the parameters of the bond-slip diagram. Based on the results of numerical modeling, the influence of longitudinal reinforcement overlaps couplings on the load-bearing capacity and ductility of reinforced concrete flexural members under dynamic loading arising in an accidental design situation has been assessed. It was established that the ultimate static load, determined based on energy balance, was 0.87 of the failure loads for both the flexural member with overlapping longitudinal reinforcement and the member with continuous reinforcement bars along its entire length. At the same time, the ratio between total and conventionally elastic deformations was 13.4 % higher for the structure with reinforcement coupling.

ВВЕДЕНИЕ

Вопрос обеспечения живучести и устойчивости железобетонных несущих систем зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению [1–3] является одним из наиболее актуальных в связи с постоянно расширяющимся перечнем угроз механической безопасности объектов строительства. Данная проблема выдвинулась на первый план после ряда катастрофических обрушений [4–6], что привело к ужесточению требований в международных и национальных нормативных документах, таких как ASCE 7-22 [7] и ASCE 76-23 [8], Еврокод 2 [9, 10], СП 385.1325800.2018 [11] в РФ. Указанные документы предписывают обеспечивать способность конструкций зданий повышенного уровня ответственности к перераспределению нагрузок после локального разрушения несущего элемента.

В контексте железобетонных конструкций ключевую роль в сопротивлении прогрессирующему обрушению играют изгибаемые элементы (балки, плиты перекрытий), которые при потере опоры должны сохранять свою целостность с учетом развития пластических деформаций, реализации цепной или мембранной стадии работы [12–15] в аварийной ситуации. Это напрямую зависит от способности продольной рабочей арматуры воспринимать растягивающие усилия на всем протяжении элемента. Учитывая ограничения, накладываемые на длину арматурных стержней, поставляемых на строительные площадки, актуальным вопросом является оценка прочности различных соединений продольной арматуры, а также влияния наличия таких соединений на деформативность конструкций при аварийных воздействиях.

Наиболее простым и широко распространенным способом соединения стержней продольной арматуры является соединение внахлест, при котором передача усилий осуществляется за счет сцепления между бетоном и арматурой и обеспечения необходимой длины анкеровки.

Sergei Yu. Savin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388; E-mail: suwin@yandex.ru

Tatiana A. Iliushchenko, Candidate of Technical Sciences, Senior Lecturer of the Department of Industrial and Civil Engineering, Kursk State University, 29 Radishcheva St., Kursk, 305000, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 6913-5863, Scopus: 57213811914, ResearcherID: AAJ-6459-2021, ORCID: 0000-0001-6885-588X, E-mail: tatkhulina93@yandex.ru

Однако в аварийной ситуации в результате потери несущей способности одним из элементов конструктивной системы происходит изменение расчетной схемы сооружения, увеличение

значений действующих усилий. Также может иметь место динамическое догружение элементов вторичной расчетной схемы.

Наличие и параметры соединения стержней продольной арматуры внахлест могут оказывать влияние на несущую способность и деформативность конструкций при рассматриваемых аварийных воздействиях. В научной литературе представлены результаты исследования сцепления арматуры и бетона при различных режимах нагружения, в том числе при комбинированных особых воздействиях [16]. Вместе с тем остается не вполне изученным вопрос влияния соединения арматуры внахлест на параметры отклика изгибаемых элементов (деформации, коэффициенты динамичности и другое) при динамических воздействиях в условиях аварийной расчетной ситуации.

Целью данного исследования является количественная оценка влияния соединения продольной арматуры внахлест на несущую способность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов при динамическом воздействии.

МЕТОД

Расчет динамического отклика на основе энергетического баланса элементов

Для оценки динамического отклика железобетонных изгибаемых элементов с соединением продольной арматуры внахлест, подверженных динамическому нагружению в результате аварийной ситуации, в данном исследовании используются полные диаграммы деформирования (рис. 1, а), построенные по результатам численного моделирования для контролируемого по деформациям нагружения, и условие баланса полной энергии деформации и работы, совершаемой нагрузкой [17].

Для произвольного момента времени t это условие может быть представлено в виде:

$$\frac{1}{2} \int_0^l \frac{M^2}{EI} dx + \frac{1}{2} \int_0^l \frac{N^2}{EA} dx + \frac{m}{2} \int_0^l \left(\frac{dz}{dt} \right)^2 dx + \frac{mI}{2A} \int_0^l \left[\frac{d}{dt} \left(\frac{dz}{dx} \right) \right]^2 dx = \sum_i^k P_i z_i, \quad (1)$$

где M, N — внутренние усилия в изгибаемом или, при наличии распора, сжато-изгибаемом элементе;

m — погонная масса стержневого изгибаемого элемента;

E — модуль деформации бетона

A, I — площадь и момент инерции приведенного сечения;

P, z — внешняя нагрузка и вызванный этой нагрузкой прогиб элемента.

Первое и второе слагаемое в левой части (1) — потенциальная энергия деформации, представляющая собой площадь под диаграммой деформирования элемента. Третье и четвертое слагаемые в левой части выражения (1) соответствуют кинетической энергии деформации, связанной с перемещением и поворотом массы. Для максимального прогиба элемента на первой полуволне колебаний скорость деформации равна нулю (рис. 1, б, в), поэтому кинетическая энергия деформации также равна нулю. Исходя из этого, условие равновесия (1) для момента времени t , соответствующего максимальным изгибным деформациям на первой полуволне колебаний, может быть представлено в виде:

$$z_{d,n-1} = \frac{1}{P_{s,n-1}} \int_{z_{s,n}}^{z_{d,n-1}} P(z) dz + z_{s,n}. \quad (2)$$

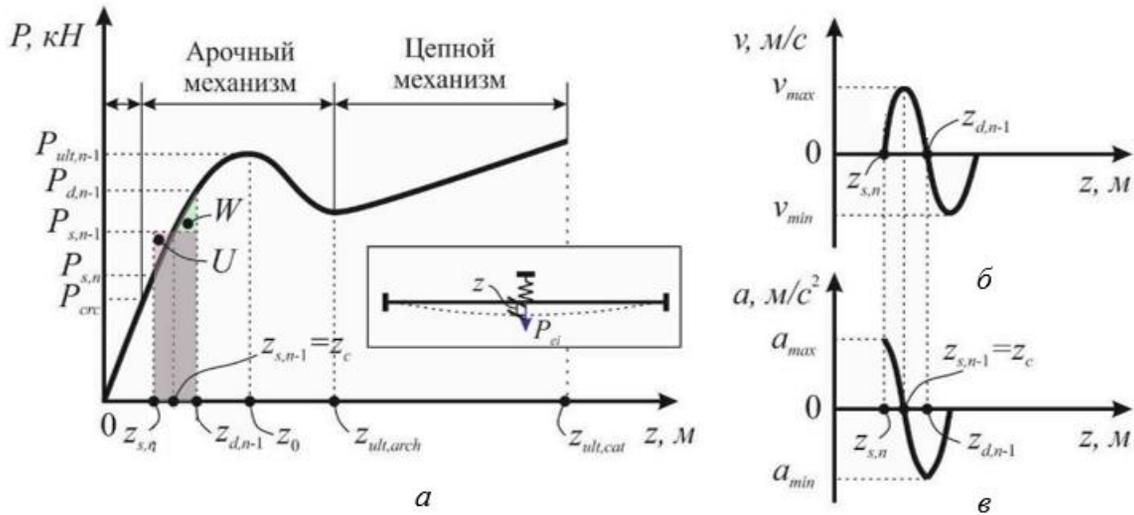


Рис. 1. Диаграммы «нагрузка – прогиб» для изгибаемых элементов — *a*; зависимость скорости — *б* и ускорения — *в* от прогиба на первой полуволне колебаний

Fig. 1. Load-displacement diagrams for member in bending — *a*; relation between velocity — *б*, acceleration — *в* and the displacement at the first half-wave of vibrations

где $z_{d,n-1}$ — динамический прогиб изгибаемого элемента в поврежденной аварийным воздействием конструктивной системе; $P_{s,n-1}$ — статическая нагрузка, действующая на изгибаемый элемент в поврежденной конструктивной системе. Как правило, деформации элемента в узле приложения обобщенной нагрузки $P(z)$ до момента аварийного воздействия малы, что позволяет принять $z_{s,n} \approx 0$. Значение динамической нагрузки определяется из полной диаграммы деформирования при соответствующем значении динамического прогиба: $P_{d,n-1} = P(z_{d,n-1})$.

Сопоставление экспериментальных значений нагрузки и перемещений при квазистатическом и динамическом нагружении (при внезапном удалении опоры) для конструкций двухпролетного ригеля над локальным разрушением (удаление промежуточной опоры) представлено, в частности, в исследовании Pham A.T., Tan K.H. [14, 18]. Ими показано, что на начальном этапе динамического нагружения в результате внезапного удаления промежуточной опоры наблюдается запаздывание деформаций по сравнению с результатами квазистатических испытаний, выполненных для получения полных диаграмм деформирования. Это связано как с демпфированием, так и с проявлением вязкостных свойств материалов в условиях динамического нагружения, приводящим к повышению прочности и модуля деформаций. Однако в характерных точках диаграмм деформирования расхождения по усилиям (обобщенная реакция) при арочной и цепной стадиях напряженно-деформированного состояния не превышали 15–20 % для различных режимов испытаний опытных конструкций. Это примерно соответствует динамическому упрочнению бетона и арматуры при зафиксированных в исследованиях скоростях относительных деформаций и учитывается в запас несущей способности. Таким образом, метод оценки динамического отклика (усилия и деформации) элементов поврежденной конструктивной системы на основе энергетического баланса при использовании полных диаграмм деформирования является эффективным инструментом, который может быть использован при проектировании.

Если диаграмму деформирования, представленную на рис. 1, *a*, заменить кусочно-линейной аппроксимацией с характерными точками, соответствующими смене стадий напряженно-

деформированного состояния элементов поврежденной конструктивной системы при аварийном воздействии (изгибная, арочная, цепная стадии), то предельная статическая нагрузка может быть определена из следующих условий:

- для арочной стадии:

$$P_{s,u,CAA} = \frac{1}{2z_3} [P_1 z_1 + (P_1 + P_2)(z_2 - z_1) + (P_2 + P_3)(z_3 - z_2)]; \quad (3)$$

- для цепной стадии:

$$P_{s,u,CA} = \frac{1}{2z_4} [P_1 z_1 + (P_1 + P_2)(z_2 - z_1) + (P_2 + P_3)(z_3 - z_2) + (P_3 + P_4)(z_4 - z_3)]. \quad (4)$$

Если в качестве сценария начального локального разрушения в конструктивной системе здания рассматривается вынужденное удаление углового вертикального элемента (колонна, пилон) или рассматривается статически определимая конструктивная система, то при оценке предельной статической нагрузки рассматривается лишь изгибная стадия работы элементов перекрытий над локальным разрушением, а для характерных точек диаграммы деформирования выполняется условие: $P_2 = P_3 = P_4 = 0$.

Конструкции железобетонных изгибаемых элементов

Оценка динамического отклика железобетонных изгибаемых элементов выполняется для конструкций железобетонных балок длиной 1,5 м, с квадратным поперечным сечением 200 × 200 мм (рис. 2). Конструкция балки без соединения стержней продольной арматуры внахлест принята по исследованиям [19, 20]. В работе [20] приведены результаты экспериментальных испытаний, которые могут служить исходными данными для выполнения верификации численных моделей, разрабатываемых в данном исследовании.

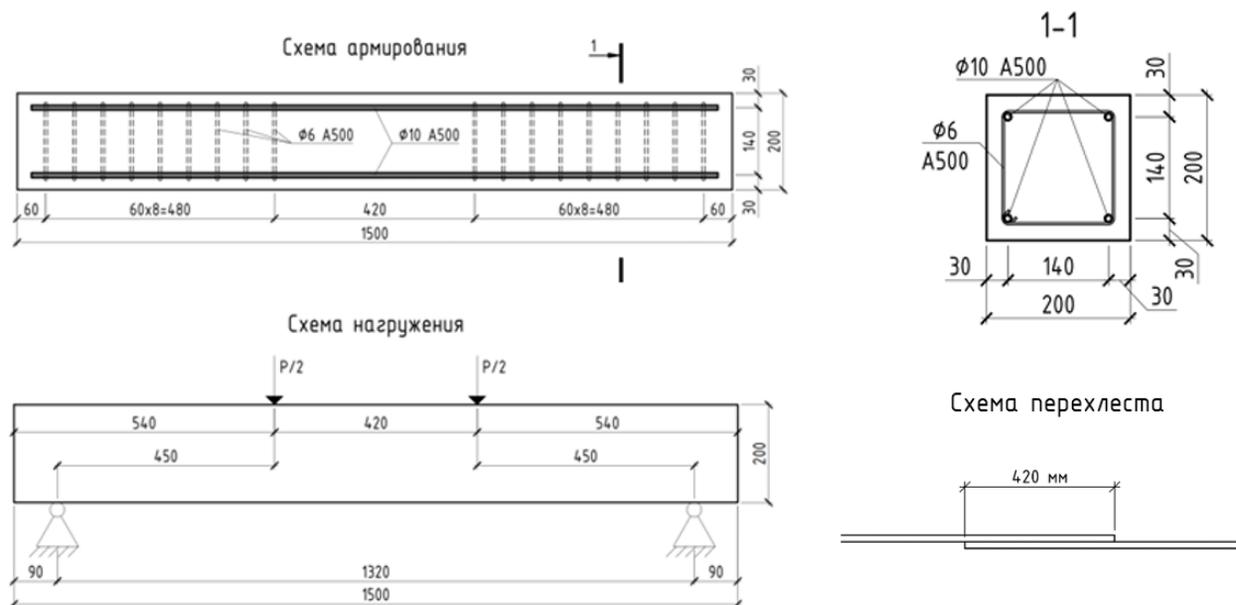


Рис. 2. Размеры, схема армирования и нагружения исследуемых железобетонных балок
Fig. 2. Dimensions, reinforcement and loading scheme of the reinforced concrete beams under study

Материалы конструкции железобетонной балки:

- бетон класса по прочности на одноосное сжатие — В25 с нормативным сопротивлением сжатию $R_{b,n} = 18,5$ МПа;
- продольная рабочая арматура — класса А500 диаметром 10 мм;
- поперечная арматура — класса А500 диаметром 6 мм.

Соединение арматуры внахлест выполнялось в середине пролета балок для рабочей продольной растянутой и сжатой арматуры.

Описание численной модели

Моделирование деформирования конструкций железобетонных балок с наличием и без соединения продольной растянутой и сжатой рабочей арматуры внахлест выполнено по методу конечных элементов в трехмерной, физически нелинейной постановке в программном комплексе Лира-САПР. Для моделирования бетона использовался тип КЭ 231 — физически нелинейный параллелепипед. Стальная арматура моделировалась типом КЭ 210 — физически нелинейными универсальными пространственными стержневыми конечными элементами. Для учета нелинейной связи между напряжениями сцепления и проскальзыванием арматуры в бетоне использовался тип КЭ 295 — двухузловые конечные элементы нелинейных упругих связей. Расчет выполнялся шаговым методом. В связи с этим для бетона была принята экспоненциальная зависимость напряжений от деформаций, для продольной и поперечной арматуры — билинейные диаграммы с упрочнением. Зависимость «напряжение – проскальзывание», моделирующая сцепление арматуры с бетоном, принималась по Model Code [21]. Общий вид и принятая диаграмма для моделирования по шаговому методу приведены на рис. 3. В связи с использованием шагового метода ниспадающий участок диаграммы заменен горизонтальным участком той же длины.

Конечные элементы нелинейных упругих связей соединяли узлы конечных элементов, моделирующих стальную арматуру, с узлами конечных элементов, моделирующих бетон. Общие узлы у стержневых конечных элементов и 8-узловых КЭ параллелепипедов отсутствовали (рис. 4). Общий вид конечно-элементной модели исследуемых железобетонных балок приведен на рис. 5.

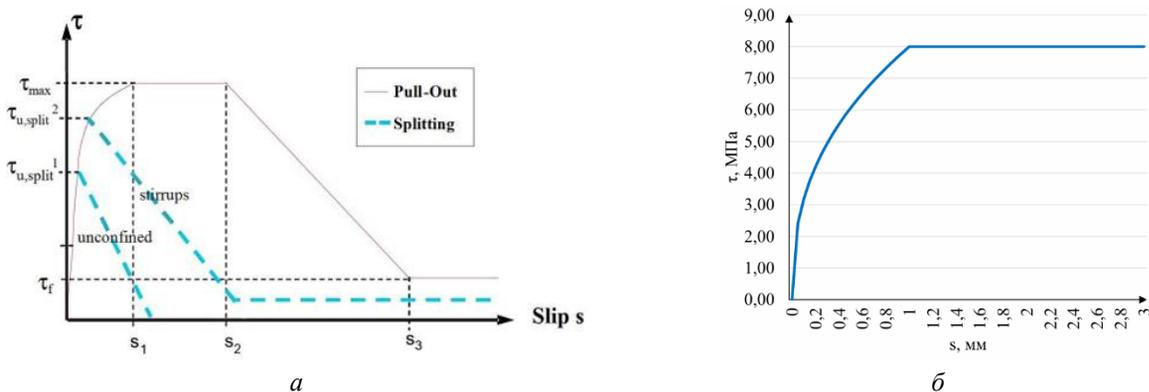


Рис. 3. Диаграммы «условные касательные напряжения – проскальзывания» (монотонная загрузка): а — общий вид [21]; б — принятая для моделирования кусочно-линейная зависимость по шаговому методу

Fig. 3. Diagrams of “Bond – slip” (monotonic loading): *a* — general view [21]; *б* — piecewise linear dependence accepted for modeling using the step method

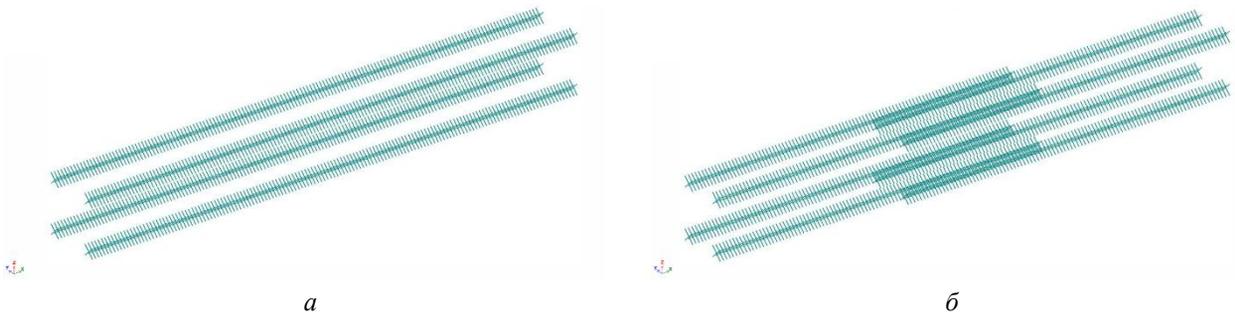


Рис. 4. Моделирование сцепления арматуры с бетоном с использованием КЭ 295:
a — без перехлеста арматуры; *б* — с соединением внахлест
Fig. 4. Modeling of reinforcement bonding to concrete using FE 295:
a — without reinforcement overlap; *б* — with overlap coupling

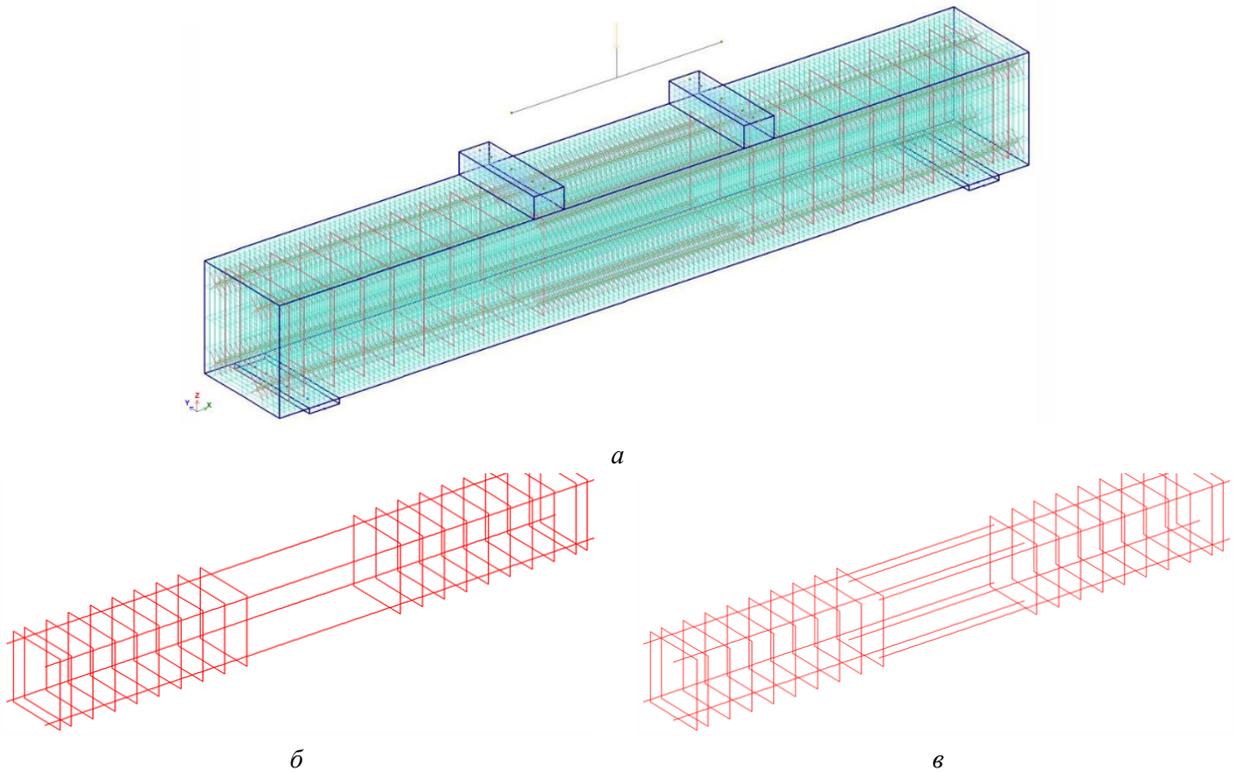


Рис. 5. Конечно-элементные модели исследуемых железобетонных балок: *a* — общий вид, включая нагрузочные устройства; *б* — модель арматурного каркаса без перехлеста арматуры; *в* — модель арматурного каркаса с соединением продольной арматуры внахлест
Fig. 5. Finite element models of the reinforced concrete beams under investigation: *a* — general view, including loading devices; *б* — model of the reinforcement cage without reinforcement overlap; *в* — model of the reinforcement cage with longitudinal reinforcement overlap coupling

Воздействие задавалось в виде контролируемого вертикального перемещения середины траверсы нагрузочного устройства (рис. 5, а). При этом на каждом шаге деформационного воздействия обобщенная нагрузка (опорная реакция), воспринимаемая конструкцией балки, фиксировалась через продольные силы в вертикальном статически определимом консольном элементе нагрузочного устройства. Максимальная величина вертикального смещения назначалась 40 мм и прикладывалась в 100 шагов.

В качестве критериев достижения предельного состояния по несущей способности рассматривается выполнение одного или нескольких из следующих условий:

- относительные деформации в сжатом бетоне равны предельному значению $\varepsilon_{b2} = 0,0035$ согласно СП 63.13330 [22];
- относительные деформации в растянутой арматуре равны предельному значению $\varepsilon_{s2} = 0,033$ согласно СП 385.1325800 [11];
- касательная жесткость (отпорность) конструкции по графику зависимости $P - \Delta$ («нагрузка – прогиб») достигает 0,15 от начальной касательной жесткости.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Полные диаграммы деформирования при квазистатическом нагружении

По результатам моделирования квазистатического отклика конструкций железобетонных балок с учетом наличия соединения продольной арматуры внахлест и без такового были построены полные диаграммы деформирования, представленные на рис. 6.

Графики деформирования конструкций железобетонных балок с соединением продольной арматуры внахлест и без практически совпадали вплоть до уровня нагрузки 0,85 от разрушающей. Из графика видно, что несущая способность железобетонного элемента с соединением продольной арматуры внахлест на 11,5 % меньше, чем для конструкции без соединения, и составляет 103,81 кН. Для конструкции железобетонной балки без перехлеста арматуры несущая способность — 117,33 кН. Предельная деформация для конструкции с соединением арматуры внахлест также оказалась меньше. В связи с тем, что моделируемые железобетонные балки представляли собой статически определимые конструкции, подверженные четырехточечному изгибу, стадии напряженно-деформированного состояния, соответствующие арочному и цепному механизму сопротивления в процессе моделирования нагружения, не возникали.

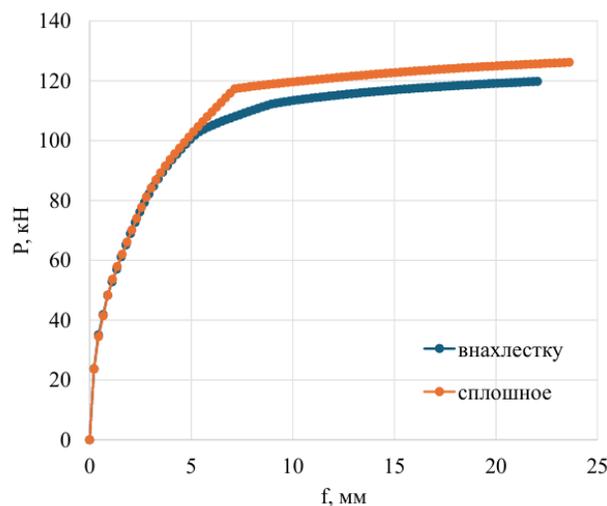


Рис. 6. Графики зависимостей обобщенной нагрузки (суммарной вертикальной опорной реакции конструкции) от прогиба
 от прогиба

Fig. 6. Diagrams of generalized load (total vertical support reaction of the structure) versus deflection

Напряженное состояние балок в момент разрушения

На рис. 7 приведены мозаики усилий и главных напряжений в момент разрушения в конструкциях железобетонных балок с наличием и отсутствием соединения продольной арматуры внахлест.

Мозаики продольных усилий в арматуре и главных напряжений в бетоне позволяют отметить следующее. Продольные силы в стержнях продольной арматуры, соединяемой внахлест, несколько больше, чем в конструкции со сплошными арматурными стержнями. В целом значения усилий, главных напряжений и характер их распределения в конструкции довольно близки для двух типов конструкций — с наличием соединения арматуры и без. Однако для конструкций с наличием соединения наблюдается нарушение симметрии в распределении главных напряжений и появление дополнительных концентраторов напряжений к моменту разрушения, что обусловлено нарушением анкеровки соединяемой арматуры.

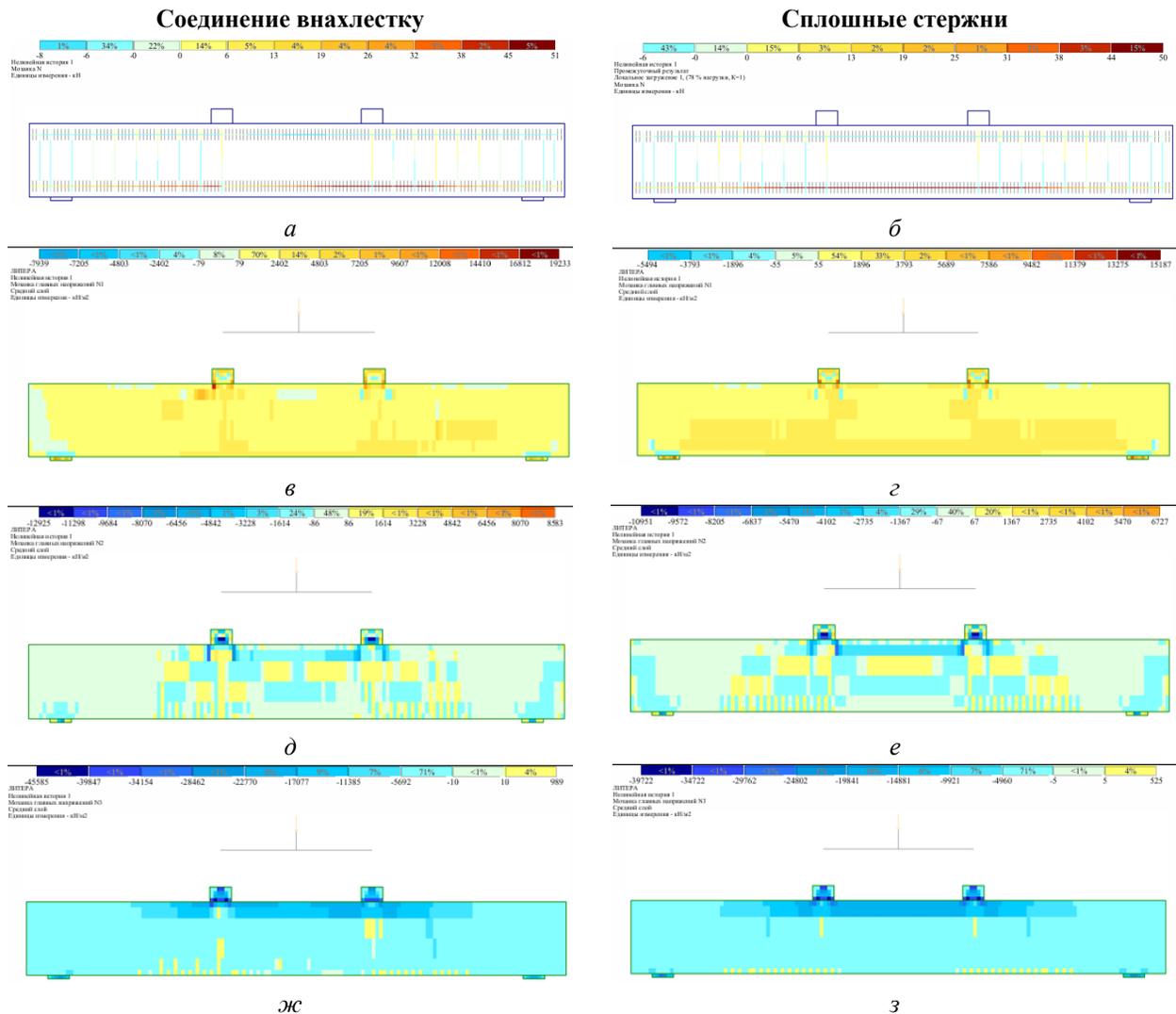


Рис. 7. Мозаики усилий и главных напряжений в конструкциях с наличием соединения продольной арматуры внахлест и без: $a, б$ — продольные силы N в стержнях продольной и поперечной арматуры; $в, г$ — главные напряжения в бетоне σ_1 ; $д, е$ — главные напряжения в бетоне σ_2 ; $ж, з$ — главные напряжения в бетоне σ_3

Fig. 7. Mosaics of forces and principal stresses in structures with and without overlapping longitudinal reinforcement connection: $a, б$ — axial forces N in longitudinal and transverse reinforcement bars; $в, г$ — principal stresses in concrete σ_1 ; $д, е$ — principal stresses in concrete σ_2 ; $ж, з$ — principal stresses in concrete σ_3

Предельная статическая нагрузка на железобетонные балки при динамическом нагружении

Для оценки предельной статической нагрузки, которую могут воспринять рассматриваемые железобетонные балки с наличием соединения продольной арматуры внахлестку и без при динамическом нагружении в условиях внезапного изменения расчетной схемы конструктивной системы при отказе несущего элемента, воспользуемся зависимостью (3), в которой вместо характерных точек смены стадий напряженно-деформированного состояния будем рассматривать точки, соответствующие шагам нагружения. В этом случае получим зависимость для оценки предельной статической нагрузки $P_{s,u,FA}$ на изгибной стадии работы конструкций:

$$P_{s,u,FA} = \frac{1}{2z_{ult}} \left[P_1 z_1 + \sum_{i=2}^n \{ (P_i + P_{i-1}) (z_i - z_{i-1}) \} \right]. \quad (5)$$

Значения вычисленных по графикам на рис. 6 предельных статических нагрузок $P_{s,u,FA}$ для конструкций железобетонных балок с наличием соединения продольной арматуры внахлест и без приведены в таблице. Здесь также представлены значения коэффициентов пластичности, вычисленных по формуле:

$$k_{pl} = \frac{f_{ult}}{f_y}, \quad (6)$$

где f_{ult} — предельная деформация конструкции в момент разрушения; f_y — предельное значение условной упругой деформации конструкции, определяемой из равновесной билинейной диаграммы по Прандтлю (рис. 8).

Анализ данных, представленных в таблице, позволяет отметить следующее. Предельная статическая нагрузка, определенная из условий энергетического баланса для конструкций железобетонных балок с наличием соединения продольной рабочей арматуры внахлест и без такого соединения (сплошные стержни на всю длину конструкции), составила 0,87 от уровня разрушающей нагрузки. При этом соотношение между полными и условно упругими деформациями по формуле (6) оказалось больше на 13,4 % для конструкции с наличием соединения арматуры.

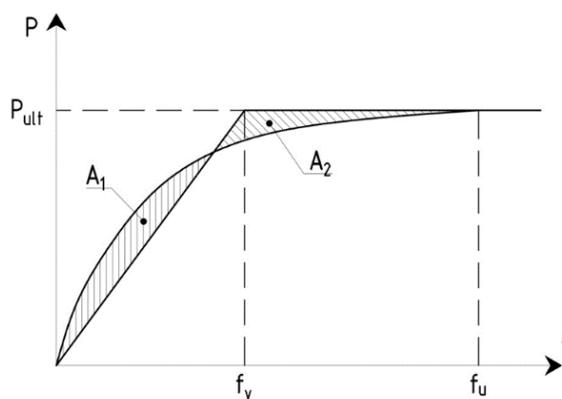


Рис. 8. Определение параметров равновесной билинейной диаграммы
Fig. 8. Determination of the parameters of the equilibrium bilinear diagram

Сопоставление параметров сопротивления конструкций железобетонных балок при наличии соединения продольной арматуры внахлест и без

Comparison of the resistance parameters of reinforced concrete beams with overlapping coupling of rebars or without any coupling

Тип конструкции Type of Structure	$P_{s,u,FA}$, кН	Разница, % Difference, %	$k_{pl} = (f_{ult}/f_y)$	Разница, % Difference, %
Без соединений продольной арматуры (сплошные стержни) Without any coupling of rebars (continuous rebar)	109,5	–	4,03	–
С соединением продольной арматуры внахлест Overlapping coupling of rebars	104,4	4,9	4,57	13,4

Выявленная разница незначительна и при проверке несущей способности в рамках полностью вероятностного формата безопасности сопоставима с коэффициентами вариации для входных параметров моделирования. Однако она идет в запас энергоемкости конструкций при динамических воздействиях на них. Также отмеченное различие, выявленное в поведении железобетонных изгибаемых элементов при наличии и отсутствии соединения продольной арматуры по длине конструкции, указывает на то, что податливость соединений арматуры, например, таких как муфтовое, может оказывать более существенное влияние на параметры сопротивления конструкций при динамических воздействиях и требует более глубокого изучения и экспериментальной проверки.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. На основе результатов численного моделирования по методу конечных элементов в трехмерной физически нелинейной постановке выполнена количественная оценка влияния со-

единения продольной арматуры внахлест на несущую способность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов при динамическом воздействии, возникающем в аварийной расчетной ситуации.

2. Установлено, что предельная статическая нагрузка, определенная из условий энергетического баланса, составила 0,87 от уровня разрушающей нагрузки как для изгибаемого элемента с наличием соединения продольной арматуры внахлест, так и для элемента со сплошными стержнями арматуры на всю длину. При этом соотношение между полными и условно упругими деформациями оказалось больше на 13,4 % для конструкции с наличием соединения арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колчунов В.И. и др. Живучесть конструктивных систем зданий и сооружений: аналитический обзор исследований // Строительство и реконструкция. 2024. Т. 113. № 3. С. 31–71.
2. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. № 3. С. 62–74.
3. Травуш В.И., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3. С. 4–11.
4. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads // AEI 2006: Building Integration Solutions — Proceedings of the 2006 Architectural Engineering National Conference. 2006. Vol. 2006. P. 32.
5. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions // J Eng Mech. 2007. Vol. 133. No. 3. Pp. 308–319.
6. Kong X., Smyl D. Investigation of the condominium building collapse in Surfside, Florida: A video feature tracking approach // Structures. 2022. Vol. 43. Pp. 533–545.
7. ASCE/SEI 7-10. Minimum design loads for buildings and other structures // American Society of Civil Engineers. p. cm. — (ASCE standard) “Revision of ASCE 7-10”. 2010. P. 658.
8. ASCE 76-23. Standard For Mitigation Of Disproportionate Collapse Potential In Buildings And Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2023. 62 p.
9. BS EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1 : General rules and rules for buildings // British Standards Institution. 2004.
10. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–7: general actions — accidental actions. Brussels (Belgium) : CEN, 2006.
11. СП 385.132580.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М.: Минстрой России, Стандартинформ, 2018.
12. Choi H., Kim J. Progressive collapse-resisting capacity of RC beam–column sub-assembly // Magazine of Concrete Research. 2011. Vol. 63. No 4. Pp. 297–310.
13. Савин С.Ю. Уровни напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонных рам при аварийных воздействиях // Известия вузов. Строительство. 2025. № 6 (798). С. 5–21.
14. Pham A.T., Tan K.H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading // Eng Struct. 2017. Vol. 139. Pp. 31–45.
15. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Resistance of Reinforced Concrete Frames to Progressive Collapse at Catenary Action of Beams // Reinforced concrete structures. 2024. Vol. 6. No 2. Pp. 43–53.
16. Тамразян А.Г., Баряк Д.С. Сцепление коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при огневом воздействии // Строительство и реконструкция. 2025. Т. 1. № 1. С. 40–47.
17. Гениев Г.А. О динамических эффектах в стержневых системах из физических нелинейных хрупких материалов // Промышленное и гражданское строительство. 1999. № 9. С. 23–24.
18. Pham A.T. et al. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // Magazine of Concrete Research. 2022. Vol. 74. No 16. Pp. 850–863.
19. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Геометрическая гипотеза для нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов // Строительство и реконструкция. 2025. № 2. С. 33–43.
20. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Особенности деформирования сечений изгибаемых железобетонных элементов при действии нагрузок большой интенсивности // Строительство и реконструкция. 2023. Т. 107. № 3. С. 3–16.
21. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.

22. СП 63.13330.2018. СНиП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Общие положения. М. : Минстрой РФ, 2020, 150 с.

REFERENCES

1. Kolchunov V.I. et al. Structural robustness: an analytical review. *Building and reconstruction*. 2024; 113(3):31-71. (in Russian).
2. Tamrazian A.G. Conceptual Approaches to Robustness Assessment of Building Structures, Buildings and Facilities. *Reinforced concrete structures*. 2023; 3:62-74. (in Russian).
3. Travush V.I., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Some directions of development of survivability theory of structural systems of buildings and structures. *Industrial and civil engineering*. 2015; 3:4-11. (in Russian).
4. Tagel-Din H., Rahman N.A. Simulation of the Alfred P. Murrah federal building collapse due to blast loads. *AEI 2006: Building Integration Solutions — Proceedings of the 2006 Architectural Engineering National Conference*. 2006; 2006:32.
5. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions. *J Eng Mech*. 2007; 133(3):308-319.
6. Kong X., Smyl D. Investigation of the condominium building collapse in Surfside, Florida: A video feature tracking approach. *Structures*. 2022; 43:533-545.
7. ASCE/SEI 7-22. Minimum design loads for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers. p. cm. — (ASCE standard) "Revision of ASCE 7-22"*. 2022; 658.
8. ASCE 76-23. Standard For Mitigation Of Disproportionate Collapse Potential In Buildings And Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2023; 62.
9. BS EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. *British Standards Institution*. 2004.
10. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7. Eurocode 1: actions on structures. Part 1–7: general actions — accidental actions. Brussels (Belgium), CEN, 2006.
11. SP 385.132580.2018. Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements. Moscow, Minstroy RF, Standardinform, 2018. (in Russian).
12. Choi H., Kim J. Progressive collapse-resisting capacity of RC beam–column sub-assembly. *Magazine of Concrete Research*. 2011; 63(4):297-310.
13. Savin S.Yu. Levels of stress-strain state of reinforced concrete frame structures under accidental impacts. *News of higher educational institutions. Construction*. 2025; 6(798):5-21. (in Russian).
14. Pham A.T., Tan K.H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading. *Eng Struct*. 2017; 139:31-45.
15. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Resistance of Reinforced Concrete Frames to Progressive Collapse at Catenary Action of Beams. *Reinforced concrete structures*. 2024; 6(2):43-53.
16. Tamrazyan A.G., Baryak D.S. Bonding of corrosion-damaged reinforced concrete elements in case of fire impact. *Building and Reconstruction*. 2025; 1(1):40-47. (in Russian).
17. Genieyev G.A. On dynamic effects in rod systems made of physical non-linear brittle materials. *Industrial and civil engineering*. 1999; 9:23-24. (in Russian).
18. Pham A.T. et al. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse. *Magazine of Concrete Research*. 2022; 74(16):850-863.
19. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Geometric Hypothesis for Normal Sections of Flexural and Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Members. *Building and Reconstruction*. 2025; 2:33-43. (in Russian).
20. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Features of Sections Deformation of Bend Rein-Forced Concrete Elements Under Loads of High Intensity. *Building and reconstruction*. 2023; 107(3):3-16. (in Russian).
21. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
22. СП 63.13330.2018. СНиП 52-01–2003. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow, Minstroy RF, 2020; 150. (in Russian).