

ПРОЧНОСТЬ МОНОЛИТНЫХ И СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНОМ ХАРАКТЕРЕ ДИАГРАММ СОСТОЯНИЯ БЕТОНА

П. А. Кайдас, С. Р. Меликсетян, О. О. Коренькова

Кайдас Павел Анатольевич, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Российская Федерация, тел.: + 7 (978) 808-12-26; e-mail: KaydasPA@mgsu.ru;

Меликсетян Сергей Романович, преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Российская Федерация, тел.: + 7 (934) 888-44-00; e-mail: MeliksetyanSR@mgsu.ru;

Коренькова Олеся Олеговна, кандидат биологических наук, доцент кафедры инженерной графики и компьютерного моделирования, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Российская Федерация, тел.: + 7 (499) 183-24-83; e-mail: KorenkovaOO@mgsu.ru

Исследование посвящено сравнительному анализу напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с использованием различных нормативных диаграмм состояния бетона (Европейский Союз, Соединенные Штаты Америки, Россия). Интерес к изучению реальной работы железобетонных конструкций обусловлен необходимостью повышения безопасности проектируемых и реконструируемых объектов. Методология основана на численном моделировании по нелинейной деформационной модели и вариационному методу Власова. Особое внимание уделено сборно-монолитным и монолитным железобетонным изгибаемым элементам. Демонстрируется важность выбора модели прочности изгибаемых элементов из монолитного, сборного и сборно-монолитного железобетона при изгибе.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, предельное состояние, нелинейная деформационная модель, вариационный метод строительной механики, нормальные трещины, деформации сдвига.

STRENGTH OF MONOLITHIC AND PREFABRICATED MONOLITHIC BENT REINFORCED CONCRETE ELEMENTS AT DIFFERENT CHARACTER OF CONCRETE STATE DIAGRAMS

P. A. Kaydas, S. R. Meliksetyan, O. O. Korenkova

Kaydas Pavel Anatolyevich, Senior Lecturer of Industrial and Civil Engineering Department, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation, phone: + 7 (978) 808-12-26; e-mail: KaydasPA@mgsu.ru;

Meliksetyan Sergey Romanovich, Lecturer of Industrial and Civil Engineering Department, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation, phone: + 7 (934) 888-44-00; e-mail: MeliksetyanSR@mgsu.ru;

Korenkova Olesya Olegovna, Candidate of Biological Sciences, Associate Professor of Engineering Graphics and Computer Modeling Department, Moscow, Moscow State University of Civil Engineering, Russian Federation, phone: + 7 (499) 183-24-83; e-mail: KorenkovaOO@mgsu.ru

The study is devoted to a comparative analysis of the stress-strain state of reinforced concrete structures using various standard concrete state diagrams (European Union, United States of America, Russia). Interest in studying the actual performance of reinforced concrete structures is driven by the need to improve the safety of designed and reconstructed facilities. The methodology is based on numerical modelling using a nonlinear deformation model and Vlasov's variational method. Particular attention is paid to precast-monolithic and monolithic reinforced concrete bending elements. The importance of selecting a model for the strength of bending elements made of monolithic, precast and precast-monolithic reinforced concrete under bending is demonstrated.

Keywords: reinforced concrete constructions, limit state, nonlinear deformation model, variational method of structural mechanics, flexure cracks; shift deformation.

Учет действительной работы железобетонных конструкций в области проектирования зданий и сооружений является одной из основных целей современных изыскательных работ в области науки. Это необходимо для обеспечения безопасности как возводимых и проектируемых, так и реконструируемых объектов капитального строительства различного назначения.

Значительный рост публикационной активности по данной тематике за последнее время как в зарубежной [1–5, 18–21], так и в отечественной [6–9] научной литературе лишь подтверждает актуальность названной проблематики.

В связи с этим ведущей задачей данного исследования является сопоставление на основе численного моделирования результатов напря-

женно-деформированного состояния различных вариантов конструктивного исполнения изгибаемых железобетонных элементов при учете различного характера диаграмм состояния бетона. В контексте поставленной задачи, для анализа приняты диаграммы состояния бетона из норм Европейского Союза (ЕС) [10], Соединенных Штатов Америки (США) [11] и России [12]. В них заключены представления основных ведущих исследовательских школ, сочетающих в себе разные подходы к анализу напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента. Интерес представляет также нормативная база Китайской Народной Республики [13], поскольку взрывной рост строительства в этой стране за последние десятилетия стимулировал нормативное регулирование сложных инженерных задач, в частности и в области напряженно-деформированного состояния бетона. Однако сопоставление отечественной и китайской нормативной базы – отдельная тема для исследования в связи с наблюдаемым наращиванием обмена научно-техническим опытом между последними.

Для решения поставленной задачи в практике отечественного проектирования все чаще можно встретить применение метода нелинейной деформационной модели (НДМ), являющегося основным согласно действующим нормам проектирования железобетонных конструкций [12]. Возможность оценки параметров напряженно-деформированного состояния на всех этапах жизненного цикла модели при сохранении гипотезы плоских сечений [13] является одним из основных ее преимуществ. Однако в ряде случаев, когда применение является в значительной степени допущением, имеет смысл использование других моделей. Тогда представляет интерес полуаналитический вариационный метод В. З. Владова, основные положения которого изложены в монографии [14].

Рассматриваемый метод распространяется на расчет рам, у которых один, несколько или все элементы являются составными стержнями (по терминологии А. Р. Ржаницына) с податливыми связями. При этом, в отличие от метода сил, здесь для вычисления составных стержней применяется метод перемещений [15]. Жесткостные коэффициенты на различных уровнях нелинейного деформирования изучаемой составной конструкции после образования в ней трещин в наиболее напряженных сечениях на каждом шаге нагружения могут быть определены методом итераций по приведенным эквивалентным значениям квазисплошного тела перемножением соответствующих единичных эпюр (рис. 2а). При их вычислении используется модифицированный коэффициент В. И. Мурашева [16].

Сдвиг между составными элементами, в частности сборно-монолитного железобетонного сечения, учитывается соответствующим коэффициентом в общей системе дифференциальных

уравнений. Рассмотрим ситуацию, при которой сам шов не имеет сдвигового сопротивления, и прочность шва определяется только нагельным эффектом. При принятой расчетной схеме сдвиговая сила T может быть определена методом сил при перемещении Δ , и выражена известной формулой сопротивления материалов (1):

$$T = \frac{12EJ\Delta}{(2t_0 + \bar{t}_0)^3}. \quad (1)$$

Среднее значение коэффициента жесткости при нагельном эффекте, приняв линейную зависимость между сдвигающими усилиями и сдвигом, будет иметь следующий вид (2):

$$k = \frac{T}{S_w}. \quad (2)$$

Таким образом, учитывая сдвигающие силы в шве контакта между бетонами и переходя от единичной ширины шва к заданной, равной t_r , жесткость контактного шва может быть описанной выражением (3) через два слагаемых (рис. 2б). Первое слагаемое определяется нагельным эффектом поперечных стержней связей, второе – учитывает деформирование материала шва сдвига толщиной $\bar{t}_0$:

$$G_0 = \frac{T}{S_w t_r} + \frac{G t_r}{\bar{t}_0}, \quad (3)$$

где t_r – ширина шва контакта; t_0 – длина зоны отрыва или смятия бетона, принимаемая равной двум диаметрам d_{sw} поперечной арматуры; G – модуль сдвига бетона в межсредовой зоне контакта.

При нарушении сплошности шва контакта из-за образования продольной трещины второе слагаемое в выражении (3) следует принять равным нулю.

Выразив величину сдвига Δ из формулы (1) и подставив ее в выражение (3), получим следующие зависимости:

$$\Delta = \frac{\left(G_s S_w t_r - \frac{G S_w t_r^2}{t_0}\right)(2\bar{t}_0 + t_0)^3}{12EJ}; \quad (4)$$

$$\Delta = \frac{G_s S_w t_r (2\bar{t}_0 + t_0)^3}{12EJ}, \quad (5)$$

где G_s – среднее значение коэффициента жесткости для нагельного эффекта работы с учетом действительной ширины шва t_r .

В рамках упрощенной аналитической модели анкеровка продольной арматуры считалась обеспеченной как в монолитной, так и в сборной части сечения. Косвенно это подтверждает отсутствие наклонных трещин в балках экспериментальных рам по результатам испытаний [17].

В зависимости от наличия или отсутствия продольной трещины коэффициент сдвиговой жесткости b определяется из выражения (6):

$$b = \left(\frac{12 \cdot E_s \cdot I_{sw}}{S_w \cdot t_r \cdot (2t_0 + \bar{t}_0)^3} + \frac{G \cdot t_r}{\bar{t}_0} \right) \times (\bar{\xi}_2^H - \bar{\xi}_2^B)^2, \quad (6)$$

где E_s – модуль упругости арматуры поперечных связей; I_{sw} – момент инерции для этой арматуры.

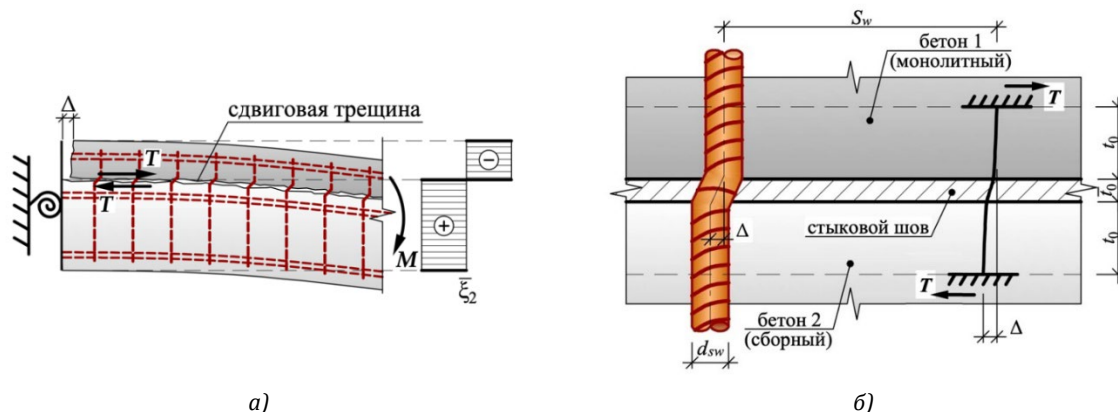


Рис. 1. Принципиальные схемы деформирования сборно-монолитного железобетонного ригеля с точки зрения жесткости на сдвиг:

а – деформирование ригеля при действии в нем сдвигающих усилий и соответствующая единичная эпюра вариационного метода; б – расчетная схема элементарного участка контактного шва (иллюстрация автора)

Fig. 1. Schematic diagrams of the deformation of a precast-monolithic reinforced concrete beam in terms of shear stiffness:

а – illustration of beam deformation under shear forces and the corresponding unit diagram of the variational method; б – calculation diagram of an elementary section of a contact joint (illustration by the author)

Объектом исследования напряженно-деформированного состояния представлены прямоугольные сборно-монолитных и монолитных железобетонных изгибаемых элементов. Непосредственные физико-механические и геометрические характеристики этих элементов представлены на рисунке 1 в виде поперечных сечений: а – сборно-монолитный вариант конструктивного исполнения железобетонного (ж/б) ригеля; б – соответствующий первому варианту по армированию и габаритным размерам ригель, но монолитный; в и г – случаи конструктивного исполнения монолитных ж/б ригелей, предполагающие разрушение по арматуре и по бетону (переармированное сечение) соответственно. Шаг поперечной арматуры для учета сдвиговой жесткости принят условно $S_w = 50$ мм проволоочными стержнями диаметра

$d_{sw} = 2$ мм, с характеристиками эквивалентными арматуре А240.

Оценка напряженно-деформированного состояния бетона производилась с использованием нелинейных “stress – strain” моделей регламентируемых основными отраслевыми нормами ЕС (экспоненциальная зависимость с ниспадающей ветвью [10]), США (параболическая восходящая и линейная ниспадающая зависимость по модели Хогнстада [11]) и России (трехлинейная зависимость [12]). Для большей репрезентативности результатов во всех моделях характеристики арматурных включений приняты одинаковыми для различных моделей, но в соответствии с их классом, для исключения влияния характера деформирования арматуры при различных подходах к моделированию на напряженно-деформированное состояние бетона.

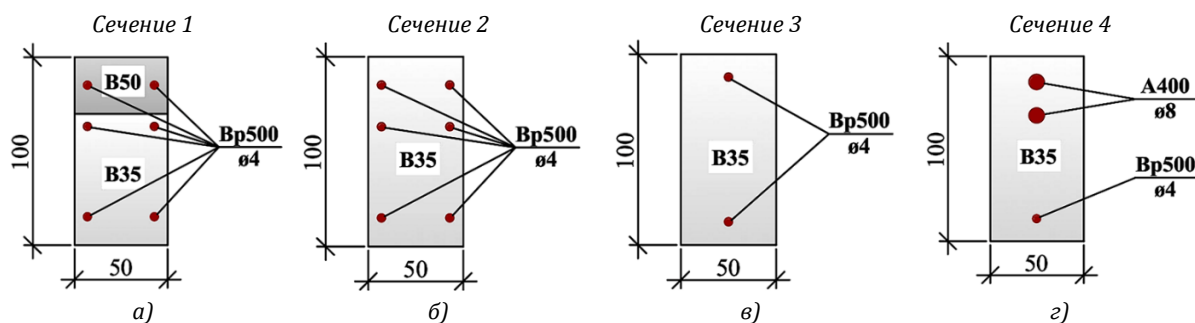


Рис. 2. Варианты конструктивного исполнения рассматриваемых сечений железобетонных ригелей: а – сборно-монолитный ригель; б – монолитный ригель с арматурой аналогичной варианту а); в – монолитный ригель; г – монолитный переармированный ригель (иллюстрация автора)

Fig. 2. Design options for the considered reinforced concrete beam sections: а – precast-monolithic beam; б – monolithic beam with reinforcement similar to option а); в – monolithic beam; г – monolithic reinforced beam (illustration by the author)

Результаты численного моделирования по методике НДМ представлены на рисунках 3 и 4. Наглядно видно, что у сборно-монолитного и монолитного сечений 1 и 2, имеющих одинаковое армирование, идентичная картина напряженного состояния, несмотря на различия в конструктивных особенностях. Характеры распределения напряжений по деформационной оси свидетельствуют о схожести моделей, принятых в ЕС и США, но имеется также и существенное отличие, которое заключается в критериальном ограничении предельной сжимаемости бетона $\varepsilon_{b2} = 0,003$ в нормах Соединенных Штатов, тогда

как в Еросоюзе и России этот параметр принят равным $\varepsilon_{b2} = 0,0035$ для невысокопрочных бетонов. Данная зависимость прослеживается на всех типах сечений. Следует также отметить различие в величине деформаций на промежуточных этапах нагружения ($0,4-0,6R_b$) между российскими и западными нормами. Это может быть связано с использованием в нормах РФ условной трехлинейной диаграммы зависимости «напряжения – деформации», что вносит в результаты некоторую степень условности. Наибольшее расхождение происходит при 15 МПа и соответствует 0,3 %о относительных деформаций.

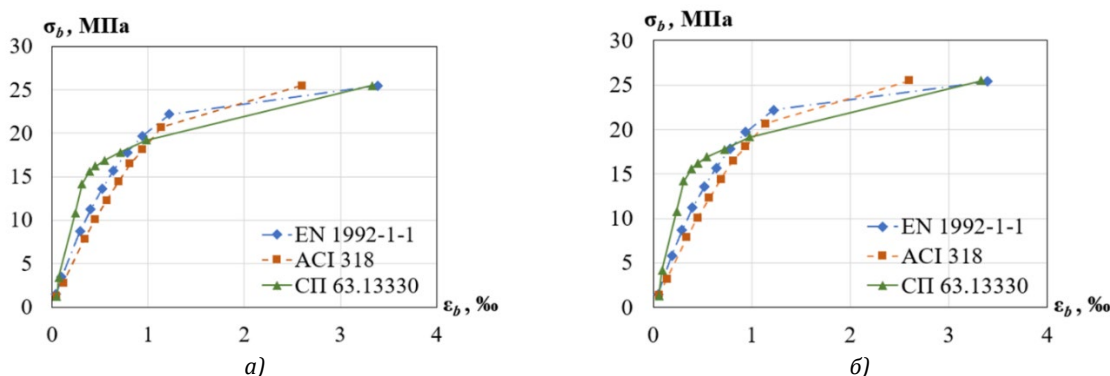


Рис. 3. Диаграммы изменения напряжений в бетоне по отношению к относительным деформациям в постановке различных диаграмм состояния бетона:

а – сечения 1; б – сечения 2
(иллюстрация автора)

Fig. 3. Diagrams of changes in stresses in concrete relative to relative deformations in various concrete state diagrams:
а – Section 1; б – Section 2
(illustration by the author)

Интерес представляет кривая сечения 3. На рисунке 4а видно, что напряжения в бетоне изменялись практически в упругой области, после чего наступил значительный скачок по деформациям и напряжениям, который связан с тем, что арматура в этот момент достигла текучести (предельных напряжений), а затем сечение полностью разрушилось. Данный сценарий согласуется со всеми

тремя типами диаграмм. Сечение 4 же было «переармировано», поэтому, несмотря на аналогичные физико-механические характеристики с сечением 3, нарастание напряжений и деформаций имело упругопластический характер (рис. 4б), и разрушение произошло по бетону, не успев достигнуть арматурой предельных напряжений и деформаций. Оба этих случая соответствуют предварительно принятому сценарию разрушения.

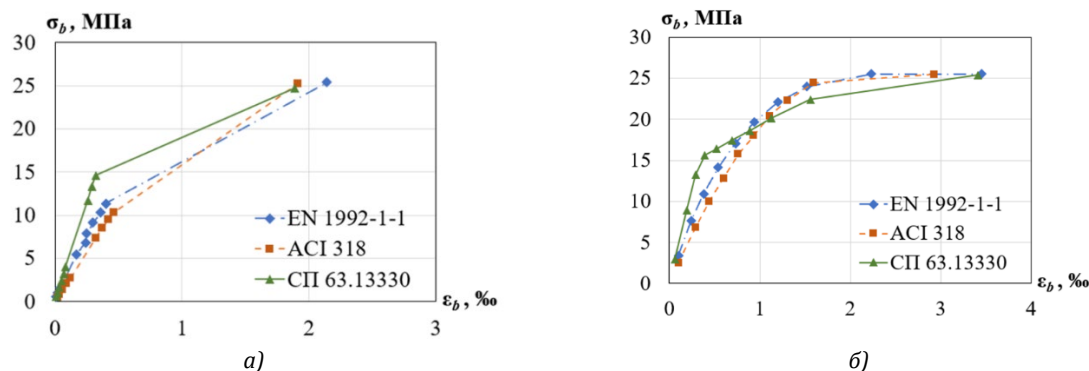


Рис. 3. Диаграммы изменения напряжений в бетоне по отношению к относительным деформациям в постановке различных диаграмм состояния бетона:

а – сечения 3; б – сечения 4
(иллюстрация автора)

Fig. 3. Diagrams of changes in stresses in concrete relative to relative deformations in various concrete state diagrams:
а – Section 3; б – Section 4
(illustration by the author)

Закключение

Выполненные аналитические и численные расчеты позволяют оценить возможность и диапазон использования различных методов оценки прочности сечений монолитных и сборно-монолитных изгибаемых железобетонных конструкций при использовании различных диаграмм состояния бетона. Установлено, что невозможность учета нелинейной деформационной модели сдвиговых деформаций для сборно-монолитного сечения влечет за собой различие в результатах более чем на 15 %. Эта зависимость проиллюстрирована на рисунке 5 и согласуется с экспериментальными исследованиями [17].

Таким образом, целесообразно для определения напряженно-деформированного состояния железобетонных сборно-монолитных и составных изгибаемых элементов использовать альтернативные методы.

Сопоставление картины напряженно-деформированного состояния бетона при различных типах диаграмм из норм США, ЕС и России показывает удовлетворительный характер подобия; основные различия в подходах обусловлены критериальными показателями, такими как ϵ_{b2} . Все это явля-

ется безусловной базой для более углубленного исследования влияния диаграммных методов расчета на характер напряженно-деформированного состояния железобетонных монолитных и сборно-монолитных конструктивных элементов.

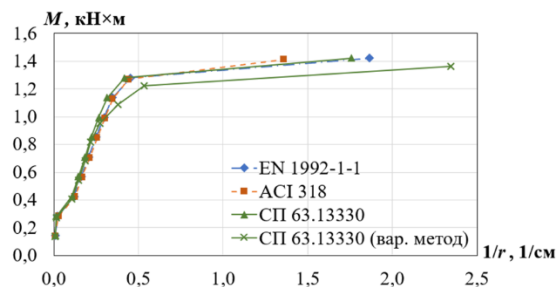


Рис. 5. Зависимости «момент – кривизна» сечения 1 в постановке различных диаграмм состояния бетона в сопоставлении с полуаналитическим расчетом вариационным методом с учетом деформаций сдвига (иллюстрация автора)

Fig. 5. Moment-curvature relationships for section 1 in the formulation of various concrete condition diagrams, compared with a semi-analytical calculation using the variational method, taking into account shear deformations (illustration by the author)

Список литературы

1. Карпенко Н. И. Проектирование бетонных, железобетонных, каменных и армокаменных элементов и конструкций с применением диаграммных методов расчета / Н. И. Карпенко, Б. С. Соколов, О. В. Радаikin. – Москва : ACB, 2019. – 192 с.
2. Трекин Н. Н. Совершенствование метода оценки трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, Д. Н. Трекин // Бетон и железобетон. – 2020. – Т. 601, № 1. – С. 61–64.
3. Трекин Н. Н. Расчет по образованию нормальных трещин на основе деформационной модели / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, Д. Н. Трекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 7. – С. 74–78.
4. Колчунов В. И. Численно-аналитический метод в механике железобетона / В. И. Колчунов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2022. – Т. 18, № 6. – С. 525–533. – <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-6-525-533>.
5. Колчунов В. И. Жесткость железобетонных конструкций при изгибе с поперечной и продольной силами / В. И. Колчунов, О. И. Аль-Хашими, М. В. Протченко // Строительство и реконструкция. – 2021. – № 6. – С. 5–19.
6. Vu N. T. Calculation of the formation of normal cracks in a reinforced concrete element based on the deformation theory of plasticity of concrete by G. A. Geniev / N. T. Vu, N. V. Fedorova // Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. – 2023. – Vol. 19, № 1. – P. 3–16. – DOI 10.22363/1815-5235-2023-19-1-3-16.
7. Jebasingh D. J. Experimental and numerical study on the cracking behavior and flexural strength of RC shallow beams with rectangular opening and varying length / D. J. Jebasingh // Structures. – 2022. – Vol. 40. – P. 460–468. – <http://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2022.04.040>.
8. Wei C. Flexural cracking behavior of reinforced UHPC overlay in composite bridge deck with orthotropic steel deck under static and fatigue loads / C. Wei, Q. Zhang, Z. Yang, M. Li, Z. Cheng, Y. Bao // Engineering Structures. – 2022. – Vol. 265. – Article 114537. – <http://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114537>.
9. Głodkowska W. Cracking behavior of steel fiber reinforced waste sand concrete beams in flexure – experimental investigation and theoretical analysis / W. Głodkowska, M. Ziarkiewicz // Engineering Structures. – 2018. – Vol. 176. – P. 1–10. – <http://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.08.097>.
10. EN 1992-1-1+A1:2014 + AC:2010. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization. – Brussels : CEN, Belgium. 2025. – 227 p.
11. ACI CODE-318-19(22). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Reapproved 2022). American Concrete Institute. – Farmington Hills : ACI Committee 318, USA. 2019. – 624 p.
12. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Москва : Стандартинформ, 2020. – 124 с.
13. GB 50010-2015. Code for design of concrete structures. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China (MOHURD). – Beijing : China Architecture & Building Press, China, 2015. – 246 p.
14. Колчунов В. И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – 2011. – Т. 38, № 6. – С. 16–23.



15. Милейковский И. Е. Расчет тонкостенных конструкций / И. Е. Милейковский, С. И. Трушин. – Москва : Стройиздат, 1989. – 200 с.
16. Пимочкин В. Н. Методика определения основного параметра железобетона (ψ_s) при учете эффекта нарушения сплошности бетона и относительных взаимных смещений арматуры и бетона в изгибаемых железобетонных конструкциях / В. Н. Пимочкин, В. И. Колчунов // Известия Орловского государственного технического университета. 2007. – №3. – С. 46–52. 16
17. Kolchunov V. I. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams / V. I., Kolchunov N. V. Fedorova, S. Yu. Sawin, P. A. Kaydas // Buildings. – 2024. – Vol. 14 (6), №. 1776.
18. Купчикова Н. В. Способ электростатической грануляции сероцемента / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2023. – № 2 (44). – С. 37–41. – DOI: 10.52684/2312-3702-2023-44-2-37-41. – EDN FIXGJO.
19. Федоров В. С. Комплексная модель управления обеспечением пожарной безопасности высотных зданий / В. С. Федоров, Н. В. Купчикова, А. С. Реснянская // Инновационное развитие регионов: потенциал науки и современного образования : материалы VI Национальной научно-практической конференции с международным участием, приуроченной ко Дню российской науки, Астрахань, 08–09 февраля 2023 года / под общ. ред. Т. В. Золиной. – Астрахань : Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, 2023. – С. 14–25. – EDN SFLRPB.
20. Федоров В. С. Конструктивная пожарная инженерия в управлении стадией проектирования высотного здания с учетом требований безопасности / В. С. Федоров, Т. В. Золина, Н. В. Купчикова, А. С. Реснянская // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. – 2022. – № 3 (41). – С. 141–144. – DOI: 10.52684/2312-3702-2022-41-3-141-144. – EDN CXZSEV.
21. Патент № 2730607 С1 Российская Федерация, МПК E02B 3/02, E02B 3/06. Подвижная берегозащитная шпора : № 2020107423 : заявл. 18.02.2020 : опубл. 24.08.2020 / Н. В. Купчикова, Р. И. Шаяхмедов, Т. В. Золина ; заявитель Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. – EDN VFZZKF.

© П. А. Кайдас, С. Р. Меликсетян, О. О. Коренькова

Ссылка для цитирования:

Кайдас П. А., Меликсетян С. Р., Коренькова О. О. Прочность монолитных и сборно-монолитных изгибаемых железобетонных элементов при различном характере диаграмм состояния бетона // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГБОУ АО ВО «АГАСУ», 2025. № 3 (53). С. 11–16.

УДК 69.07

DOI 10.52684/2312-3702-2025-53-3-16-25

ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА ОСНОВАНИИ ОСТАТОЧНОГО РЕСУРСА

А. Ю. Курдюк, М. Вялый

Курдюк Андрей Юрьевич, кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительство», Астраханский государственный технический университет, г. Астрахань, Российская Федерация, тел.: + 7 (917) 080-12-37; e-mail: ayuk58@mail.ru;

Вялый Михаил, аспирант, Астраханский государственный технический университет, г. Астрахань, Российская Федерация, тел.: + 7 (927) 554-46-08; e-mail: mav_kn@mail.ru

В условиях постоянного роста застройки многоэтажными зданиями, увеличения требований к их безопасности и энергоэффективности, а также все более частой реконструкции уже существующих своевременная оценка технического состояния зданий приобретает особую актуальность. Анализ взаимодействия компонентов системы «основание – фундамент – надземные конструкции» является необходимым для комплексной оценки безопасности строения в целом. Оценка остаточного ресурса является ключевым фактором для определения технического состояния, позволяет не только прогнозировать срок службы сооружений, но и принимать обоснованные решения о необходимости проведения ремонтных мероприятий, что способствует обеспечению безопасности данной системы в целом.

Ключевые слова: безопасность зданий и сооружений, остаточный ресурс, надежность, анализ, техническое состояние, вибродинамические испытания.

ENSURING THE SAFETY OF BUILDINGS AND STRUCTURES BASED ON THE RESIDUAL RESOURCE

A. Yu. Kurdyuk, M. Vyalyu

Kurdyuk Andrey Yuryevich, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of Construction Department, Astrakhan State Technical University, Astrakhan, Russian Federation, phone: + 7 (917) 080-12-37; e-mail: ayuk58@mail.ru;

Vyalyu Mikhail, postgraduate student, Astrakhan State Technical University, Astrakhan, Russian Federation, phone: + 7 (927) 554-46-08; e-mail: mav_kn@mail.ru