

## К вопросу расчёта карнизного узла монолитной железобетонной рамы зданий каркасного типа

*В.Н. Аксенов, Н.Б. Аксенов*

*Донской государственной технической университет*

**Аннотация:** В статье рассмотрены результаты анализа напряженно деформированного состояния узла сопряжения колонны и ригеля монолитной железобетонной рамы – в частности, карнизные узлы крайних колонн, имеющие Г-образную форму. В этих узлах часть или вся растянутая (верхняя) арматура ригеля, изгибаясь по некоторому радиусу  $R$ , переходит в колонну.

Предметом исследования является напряжённое состояние бетона рамного узла, а также особенности работы криволинейного участка растянутой арматуры. Исследование особенностей работы бетона выполнялось путём постановки вычислительного эксперимента. Моделирование выполнялось в программном комплексе Лира-САПР. Приведены характеристики модели (конечно-элементной схемы) и основные результаты расчёта – распределение и численные значения напряжений. Для оценки фактической работы растянутой арматуры узла сделан анализ влияния предыстории нагружения арматурного стержня – его пластический изгиб для придания требуемого очертания.

Установлено, что напряжённое состояние бетона биссектрального сечения принципиально отличается от напряженно деформированного состояния бетона в нормальных сечениях ригеля и стойки. Учёт предыстории нагружения арматурного стержня (предварительный неупругий изгиб) позволил сделать вывод о том, что при одной и той же растягивающей силе деформации предварительно изогнутого стержня превышают деформации прямолинейного стержня. Очевидно, что это обстоятельство ведёт к увеличению ширины раскрытия трещин.

**Ключевые слова:** рамный узел, железобетон, арматура, напряжения, деформации, биссектральное сечение, нормальное сечение, пластический изгиб, радиус загиба, предыстория нагружения, конечный элемент, Лира-САПР.

В современном монолитном домостроении в основном отдают предпочтение конструктивным системам, включающим в себя совокупность плоских безбалочных перекрытий и вертикальных несущих конструкций – стен, колонн, диафрагм и ядер жёсткости. Вместе с тем проектируются и возводятся здания и сооружения с балочными перекрытиями и рамные каркасы многоэтажных и одноэтажных зданий. Одним из основных элементов каркасов являются монолитные узлы сопряжения ригелей с колоннами, в том числе и карнизные узлы крайних колонн, имеющие Г-образную форму. В этих узлах часть или вся растянутая (верхняя) арматура

ригеля изгибаясь по некоторому радиусу  $R$  переходит в колонну. Монолитные железобетонные рамы, имеющие упомянутые узлы сопряжения ригелей с колоннами, используются в строительстве многие десятки лет. Несмотря на это, в нормативной литературе нет рекомендаций по расчёту этих узлов. В действующем своде правил (СП 63.13330.2018) приводятся лишь конструктивные требования в части размещения поперечной арматуры в узле (п.10.4.11) и требования в части минимального диаметра оправки для загиба арматурных стержней (п. 10.3.33). Характерной особенностью узла является своеобразное распределение деформаций и напряжений [1, 2]. На первом этапе работы для изучения сложного напряженно-деформированного состояния бетона [3] авторами выполнен численный анализ значений и характера распределения напряжений в бетоне узла без арматуры.

Моделирование и расчёт выполнялись в среде ПК Лира-САПР 2020. Узел моделировался пластинчатыми конечными элементами КЭ-41 [4, 5]. Модуль деформации материала  $E_b=30000000$  кН/м<sup>2</sup> (соответствует бетону В25). Толщина пластин - 1 см, объёмный вес - 1кН/м<sup>3</sup>. Высота сечения ригеля и колонны приняты равными 30 см, а их длина – 90 см. Нагрузка на схему – только собственный вес.

Изучение полученных результатов позволяет заключить, что напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  в вершине исходящего узла (точка А на рис.1) равны нулю, а по мере удаления вдоль биссектрисы в сторону сжатой зоны узла постепенно возрастают, что в корне отличается от напряжённо-деформированного состояния нормальных сечений ригеля или стойки, приведенных на рис. 2. Для нормальных сечений напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  являются нормальными, то есть перпендикулярными к сечениям, по которым выполняется расчёт ригеля и стойки. На всех эпюрах напряжений обращает на себя внимание высокая концентрация сжимающих напряжений около вершины входящего угла (точка В).

---

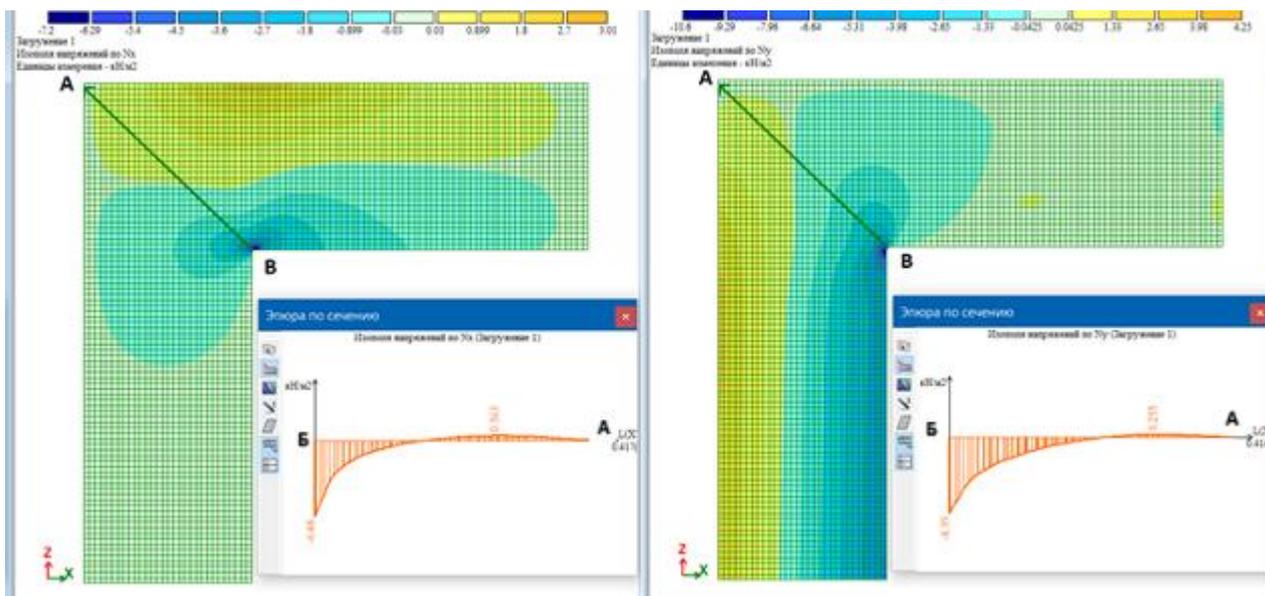


Рис. 1. – Распределение напряжений  $\sigma_x$  (слева) и  $\sigma_y$  (справа) по высоте биссектрального сечения.

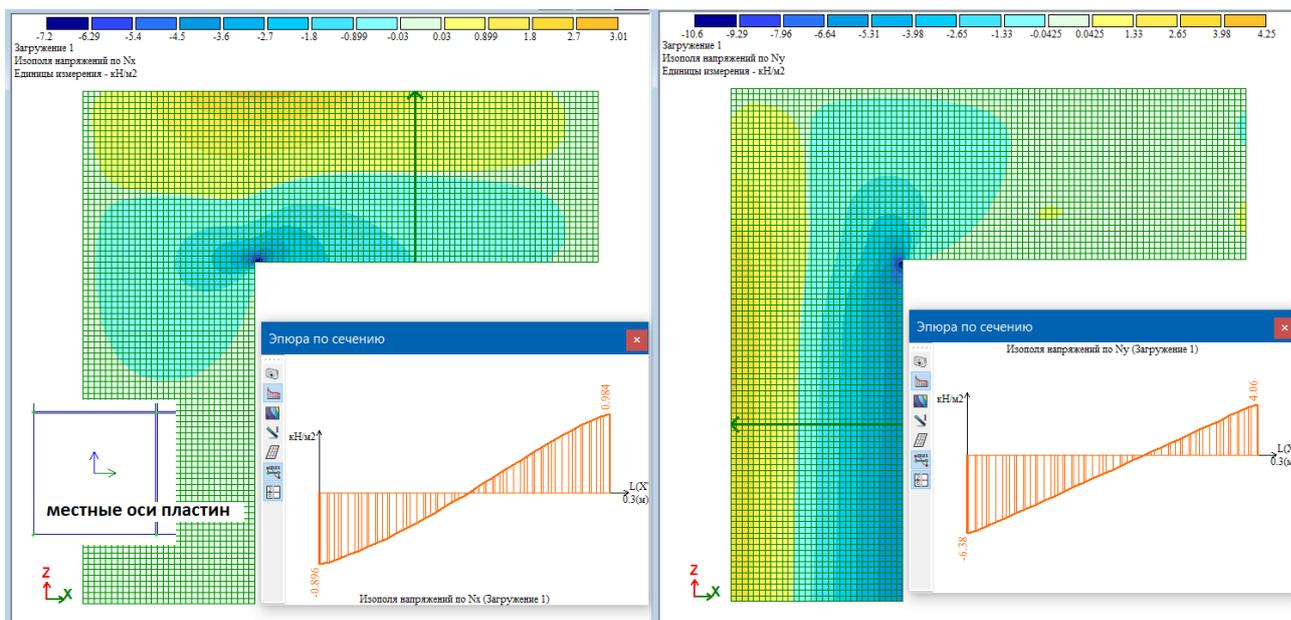


Рис. 2. – Распределение напряжений  $\sigma_x$  (слева) и  $\sigma_y$  (справа) по высоте нормальных сечений ригеля и стойки.

По отношению у биссектральному сечению (линия АВ на рис. 1 и рис.3) нормальные напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  действуют под углом. Для определения равнодействующих напряжений в растянутой и сжатой зонах нужно суммировать их проекции на нормаль к сечению. Более простое и

наглядное решение получается если рассматривать эквивалентные напряжения [6, 7, 8], их распределение показано на рис.3.

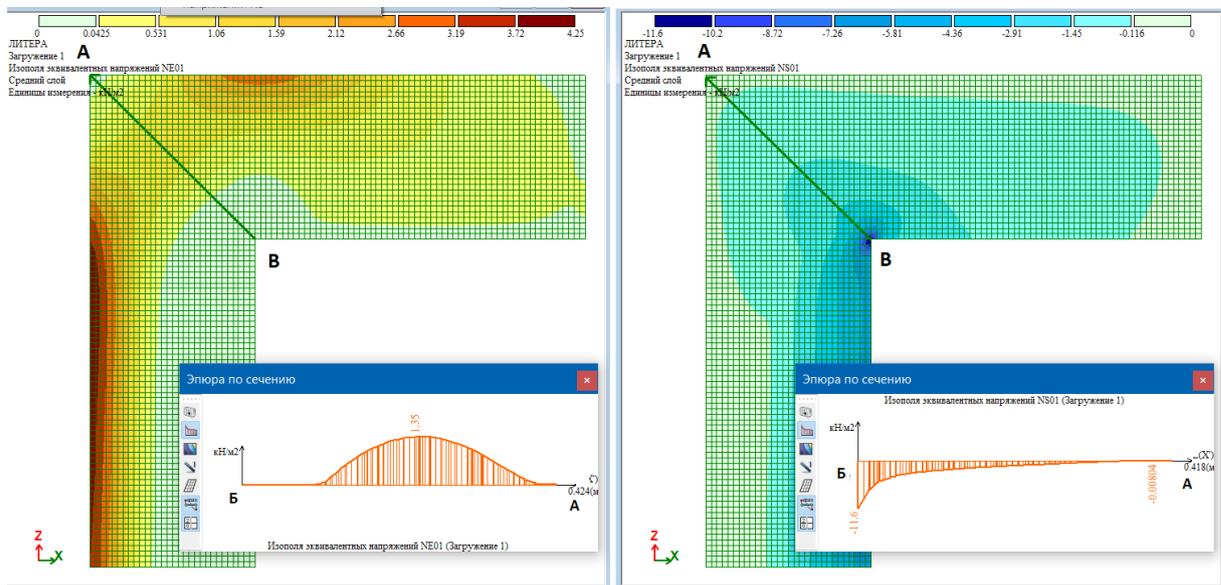


Рис. 3. – Распределение эквивалентных напряжений: растяжения  $\sigma_{e01}$  (слева); сжатия  $\sigma_{s01}$  (справа) по высоте биссектрального сечения.

В качестве теории прочности выбрана теория наибольших главных напряжений. Как видим, в направлении, перпендикулярном биссектрисе угла, наибольшее растяжение наблюдается не в «крайнем растянутом волокне», а внутри узла на некотором расстоянии от точки А (изополя и эпюра напряжений на левой половине рис.3). Как видим, по нормали к биссектральному сечению бетон узла растянут. А вдоль биссектрального сечения, как это будет показано ниже, действуют напряжения сжатия, обусловленные наличием в узле криволинейной растянутой арматуры. Таким в одном направлении бетон сжат, а в другом растянут. Аналитическая запись закона деформирования может быть принята по формулам [9, 10].

Характерной особенностью растянутой рабочей арматуры узла является то, что она, с целью придания требуемого очертания, изначально подвергнута предварительному пластическому изгибу, характеризующемуся остаточным радиусом кривизны  $r_{tot}$ . В работе стержня можно выделить три

стадии: 1 - неупругий изгиб моментом  $M_{act}$ ; 2 - саморазгибание; 3 - работа стержня в составе рамного узла. При загибе стержня (рис.4) имеет место активная деформация  $\epsilon_{act}=Z/r_{act}$ , а остаточная составит  $\epsilon_{tot}=Z/r_{tot}$ . Деформации в крайних волокнах (рис.4.а) могут достигать значительных величин. Так, при радиусе загиба, равном пятнадцати его диаметрам ( $15d$ ) деформация составит  $(0,5d/15,5d) \cdot 100=3,2\%$ , тогда как деформация, соответствующая пределу текучести, равна  $\epsilon_{y1}=(400/200000) \cdot 100=0,2\%$ .

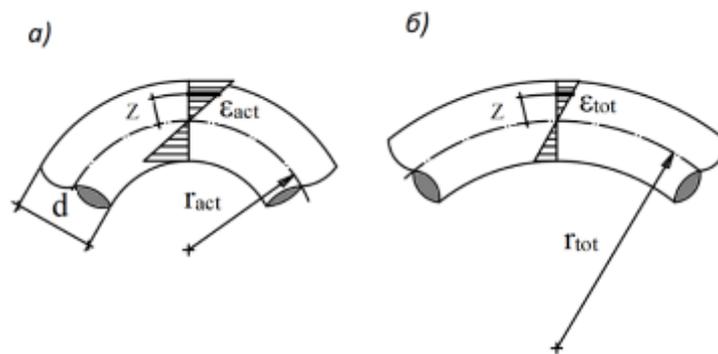


Рис. 4. – Деформации стержня: а - в момент окончания загиба; б – после разгрузки (саморазгибание)

Как видим, в крайних волокнах пластическая деформация в 15 раз больше упругой и напряжения будут значительно больше предела текучести. В момент окончания загиба часть сечения работает в зоне упрочнения, часть сечения течёт, а металл вблизи нейтрального слоя работает упруго (упругое ядро). После снятия нагрузки это упругое ядро разгибает стержень моментом численно равным  $M_{act}$ , но с противоположным знаком. В первоначальное положение стержень не вернётся, а лишь уменьшит свою кривизну. При этом верхняя относительно нейтрального слоя часть упругого ядра останется растянутой, а нижняя – сжатой. В тоже время часть сечения, расположенная выше упругого ядра, будет сжата, а расположенная ниже – растянута. В поперечном сечении возникают остаточные напряжения.

Рассмотрим последовательность изменения напряжений в волокнах,

равноудалённых на расстояние  $Z$  от нейтрального слоя (точки А и В на рис.5). Верхняя линия 1 представляет собой фактическую диаграмму растяжения исходной стали, а нижняя линия 1 – диаграмму сжатия. Будем считать, что на сжатие и растяжение металл работает одинаково. При  $\epsilon_s \leq \epsilon_{y1}$  арматура работает упруго, и  $\sigma_s = \epsilon_s \cdot E_s$ , при  $\epsilon_{y1} < \epsilon_s \leq \epsilon_{y2}$  арматура течёт ( $\sigma_s = \sigma_y$ ). При больших деформациях зависимость « $\sigma_s - \epsilon_s$ » нелинейная, для её описания может быть принята любая из существующих.

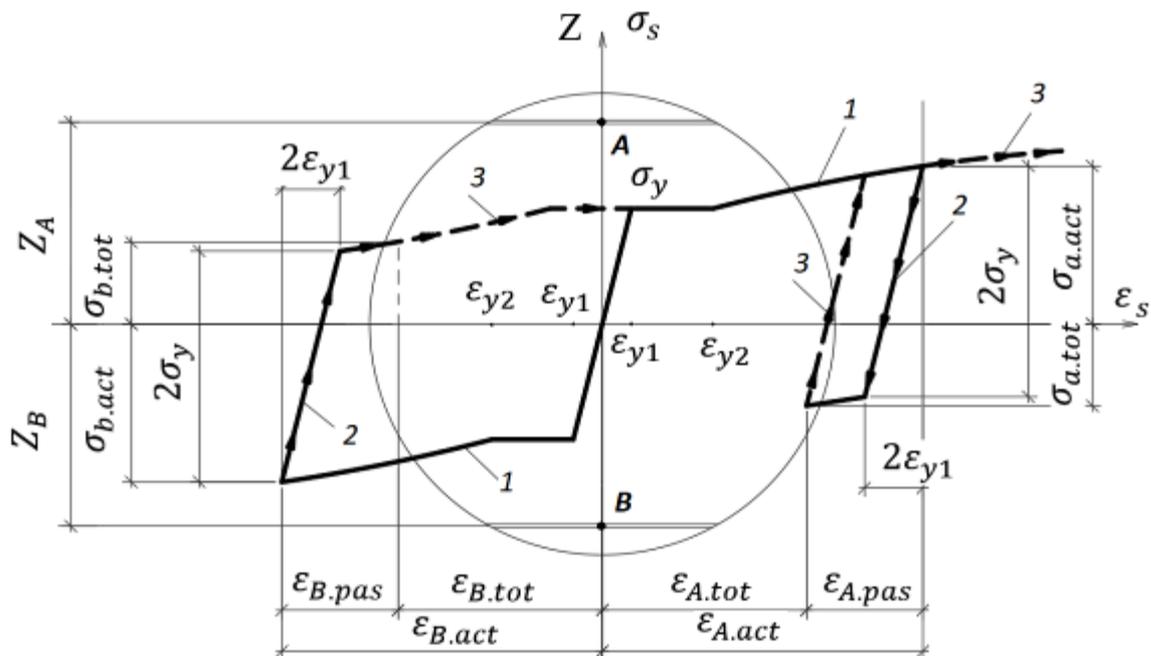


Рис. 5. – Изменение напряжений при различных стадиях работы стержня: 1 – стадия загиба; 2 – стадия разгрузки; 3 – дальнейшее осевое растяжение

По окончании загиба в волокне «А» деформация растяжения составит  $\epsilon_{A.act} = \frac{Z_A}{r_{act}}$ , а напряжение будет равно  $\sigma_{s.act}$ . В процессе разгрузки оно уменьшится до нуля, а затем станет сжимающим (правая линия 2 на рис.5). Прямолинейность графика нарушится там, где пассивная деформация станет равной  $2\epsilon_{y1}$ . Далее график разгрузки повторяет соответствующую ветвь исходной диаграммы. После полной разгрузки волокно получит остаточную

деформацию  $\varepsilon_{A.tot} = \varepsilon_{A.act} - \varepsilon_{A.pas} = \frac{Z_A}{r_{tot}}$ , которой будет соответствовать остаточное сжимающее напряжение  $\sigma_{A.tot}$ . Последующее осевое растяжение стержня вызовет вначале уменьшение сжимающих напряжений, а затем растяжение (правая пунктирная линия на рис.5.). Когда растягивающие деформации волокна достигнут значения, соответствующего временному сопротивлению арматуры, произойдёт разрыв волокна. Аналогично ведёт себя волокно «В», расположенное в сжатой при загибе стержня зоне.

Последовательно рассмотрев напряжённое состояние всех волокон по высоте стержня, получим эпюры нормальных напряжений (рис.6).

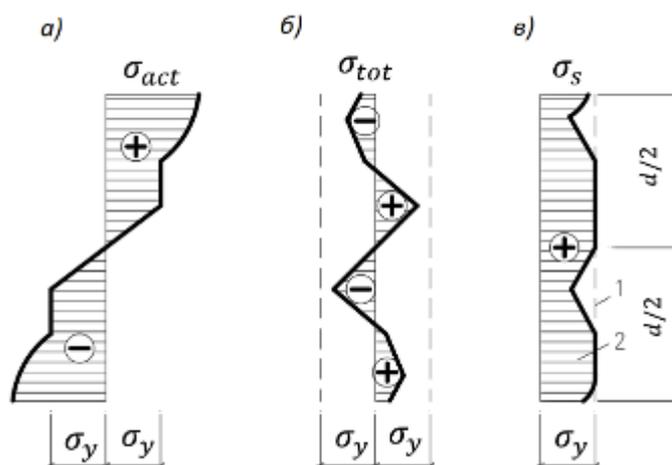


Рис. 6. – Эпюры нормальных напряжений в сечении стержня:

а - момент окончания загиба; б – остаточные напряжения; в – последующее осевое растяжение; 1 – исходный стержень; 2- гнутый стержень

Как видим, эпюры исходного и гнутого стержней отличаются по площади. Следовательно, усилия в стержнях, вызванное одной и той же осевой деформацией от действия эксплуатационной нагрузки будут не одинаковы. Вторая особенность - гнутый стержень в сравнении с исходным будет обладать пониженной предельной растяжимостью.

## Литература

1. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
  2. Недорезов А.В. Деформации и прочность железобетонных элементов при сложных режимах объемного напряженного состояния. Дис. ... канд. технические науки: 05.23.01. - Макеевка: РГБ, 2018. 229 с.
  3. Yu Z., Huang Q., Shan Y., Ren Z. Failure criterion of ordinary concrete subjected to triaxial compression of full section and local loadings. Journal of Materials in Civil Engineering. 2018. Vol. 30. P. 04018239.
  4. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В.. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона. – Киев, 2005. –106 с.
  5. Пайюнен С., Хаутала Дж., Хейнисуо М. Моделирование несущих ограждающих конструкций плоскими конечными элементами со свойствами метаматериала // Инженерно-строительный журнал. 2019. № 2(86). С. 20–29. DOI: 10.18720/MCE.86.3
  6. Mohammadi M., Wu Y.F. Triaxial test for concrete under non-uniform passive confinement. Construction and Building Materials. 2017. Vol. 138. Pp. 455-468.
  7. Колчунов В.И. Деформационная модель сопротивления бетона и железобетона от дислокаций до трещин // Строительство и реконструкция. 2022. № 6(104). С. 22-39. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-104-6-22-39.
  8. Семенов А.А., Овчаров А.А. Математическая модель деформирования ортотропных конических оболочек. // Инженерный вестник Дона, 2014, №2. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2014/2383
  9. Мкртчян А.М., Аксенов В.Н. Аналитическое описание диаграммы деформирования высокопрочных бетонов // Инженерный вестник Дона, 2013, №3. URL: ivdon.ru/magazine/archive/n3y2013/1818/.
-

10. Маилян, Л.Р., Маилян А.Л., Айвазян Э.С. Расчетная оценка прочностных и деформативных характеристик и диаграмм деформирования фибробетонов с агрегированным распределением волокон // Инженерный вестник Дона, 2013, №2. URL: [ivdon.ru/magazine/archive/n2y2013/1760](http://ivdon.ru/magazine/archive/n2y2013/1760)

### References

1. Karpenko N.I. Obshchie modeli mekhaniki zhelezobetona [General models of reinforced concrete mechanics]. M.: Strojizdat, 1996. 416 p.
  2. Nedorezov A.V. Deformacii i prochnost' zhelezobetonnyh jelementov pri slozhnyh rezhimah ob#emnogo naprjazhennogo sotsojanija [Deformations and strength of reinforced concrete elements under complex volumetric stress conditions]. Dis. ... kand. tehicheskie nauki: 05.23.01. Makeevka: RGB, 2018. 229p
  3. Yu Z., Huang Q., Shan Y., Ren Z. Materials in Civil Engineering. 2018. Vol. 30. P. 04018239.
  4. Gorodeckij A.S., Batrak L.G., Gorodeckij D.A., Laznjuk M.V., Jusipenko S.V. Raschetiproektirovaniekonstrukcijvysotnyhhdanijizmonolitnogoželezobetona. [Calculation and design of construction of high-rise buildings made of reinforced concrete] Kiev, 2004. 106 p.
  5. Pajjunen S., HautalaDzh., Hejnisuo M. Inzhenerno-stroitel'nyjzhurnal, 2019, № 2(86). DOI: 10.18720/MCE.86.3. pp. 20–29.
  6. Mohammadi M., Wu Y.F. Construction and Building Materials. 2017. Vol. 138. Pp. 455-468.
  7. Kolchunov V.I. Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2022. № 6(104). pp. 22-39. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-104-6-22-39.
  8. Semenov A.A., Ovcharov A.A. Inzhenernyj vestnik Dona, 2014, №2. URL: [ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2014/2383](http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2y2014/2383)
  9. Mkrtchjan A.M., Aksenov V.N. Inzenernyj vestnik Dona , 2013, №3. URL: [ivdon.ru/magazine/archive/n3y2013/1818/](http://ivdon.ru/magazine/archive/n3y2013/1818/).
-



10. Mailyan, L.R., Mailyan A.L., Ajvazyan E.S. Inzhenernyj vestnik Dona, 2013, №2. URL: [ivdon.ru/magazine/archive/n2y2013/1760](http://ivdon.ru/magazine/archive/n2y2013/1760)

**Дата поступления: 22.10.2024**

**Дата публикации: 12.12.2024**