

Сопrotивляемость прогрессирующему разрушению монолитных каркасов зданий при локальных повреждениях узлов от продавливания

Анатолий Викторович Алексейцев, Михаил Дмитриевич Антонов

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. При проектировании зданий и сооружений необходимо обеспечивать механическую безопасность на протяжении всего жизненного цикла объекта. Во время эксплуатации зданий возникают ситуации, при которых монолитные несущие конструкции приобретают дефекты в зоне узла сопряжения колонн и плит (УСКП) в безбалочных перекрытиях. Это прежде всего трещины, обусловленные изгибом плит и продавливанием плит колоннами. Проблема учета работы конструкций с учетом таких данных локальных повреждений при аварийных ситуациях недостаточно изучена. В ряде случаев потеря несущей способности узлов носит хрупкий характер, что не допускается нормативными документами, так как может привести к прогрессирующему, в том числе лавинообразному, разрушению соседних элементов.

Материалы и методы. Определяется несущая способность элементов и степень устойчивости к прогрессирующему разрушению 9-этажного монолитного безбалочного каркаса при различных сценариях начальных локальных повреждений. Вводится три уровня таких повреждений, при этом осуществляется моделирование узлов соединения плит и колонн объемными конечными элементами. Верификация расчетной модели выполняется экспериментально путем натурных испытаний УСКП на продавливание при центральном приложении нагрузки. С целью расчетов используется программный комплекс Simulia Abaqus. Для моделирования деформаций бетона применяется модель CDP, деформаций арматуры — билинейные диаграммы с упрочнением.

Результаты. Получены экспериментальные данные о деформациях узла соединения плиты и колонны при нагружении продольной силой и реализации режима продавливания. С учетом выделенных уровней повреждений и экспериментальных сведений проведены расчеты монолитного каркаса с различными сценариями повреждений в исследуемых узлах. Установлен характер перераспределения усилий для каркасов с разными уровнями таких повреждений и степень их опасности при реализации прогрессирующего разрушения.

Выводы. Определено, что повреждения в узлах соединения колонн и безбалочных перекрытий могут приводить к перераспределению усилий и изменению характера работы плиты перекрытия. Эти изменения в аварийных ситуациях при конструктивных решениях узлов, предусматривающих двухсторонние и трехсторонние расчетные контуры в терминах СП 63.13330 при расчетах на продавливание, могут инициировать прогрессирующее разрушение. Для таких узлов требуется дополнительное расчетное обоснование.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: механическая безопасность, продавливание, локальные повреждения, аварийная ситуация, прогрессирующее разрушение, деформации, конечно-элементное моделирование

Благодарности. Авторы благодарят НИУ МГСУ за поддержку в рамках конкурса грантов на проведение исследований аспирантами (проект № 1, приказ 296/130), а также рецензентов за работу, направленную на улучшение качества статьи.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Сопrotивляемость прогрессирующему разрушению монолитных каркасов зданий при локальных повреждениях узлов от продавливания // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. Вып. 9. С. 1454–1468. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.9.1454-1468

Автор, ответственный за переписку: Анатолий Викторович Алексейцев, aalexw@mail.ru.

Resistance to progressive collapse of monolithic frames of buildings at localized damage of nodes from push-through

Anatoly V. Alekseytsev, Mikhail D. Antonov

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

ABSTRACT

Introduction. When designing buildings and structures it is necessary to ensure mechanical safety throughout the life cycle of the object. During the operation of buildings, situations arise in which monolithic load-bearing structures acquire defects in

the area of the slab-column connection (SCC) in girderless slabs. These are, first of all, cracks caused by bending of slabs and slab pushing through by columns. The problem of taking into account the operation of structures with regard to such data of local damages in emergency situations is not sufficiently studied. In a number of cases the loss of bearing capacity of nodes is of brittle nature, which is not allowed by normative documents, as it can lead to progressive, including avalanche-like, destruction of neighboring elements.

Materials and methods. The bearing capacity of elements and the degree of resistance to progressive failure of a 9-storey monolithic girderless frame under different scenarios of initial local damages are determined. Three levels of such damage are introduced, and the slab and column connection nodes are modeled by volumetric finite elements. Verification of the computational model is performed experimentally by in-situ pushover tests of the SCC under central load application. Simulia Abaqus software package is used for the purpose of calculations. The CDP model is used for modelling of concrete deformations, and bilinear diagrams with hardening are used for modelling of reinforcement deformations.

Results. Experimental data on the deformations of the slab-column connection under longitudinal force loading and realization of the push-through mode are obtained. Taking into account the selected damage levels and experimental data, calculations of the monolithic frame with different damage scenarios in the investigated nodes are carried out. The nature of force redistribution for frames with different levels of such damage and the degree of their danger in the realization of progressive failure are established.

Conclusions. It is determined that damages in the nodes of column and girderless slabs interfaces can lead to redistribution of forces and changes in the character of slab operation. These changes can initiate progressive failure in emergency situations in case of structural solutions of nodes with two-sided and three-sided design contours in terms of CP 63.13330 for push-through calculations. Additional design justification is required for such nodes.

KEYWORDS: mechanical safety, push-through, local damage, emergency situation, progressive failure, deformations, finite element modelling

Acknowledgments. The authors thank NRU MGSU for support within the framework of the grant competition for postgraduate research (project No. 1, order 296/130), as well as the reviewers for their work aimed at improving the quality of the article.

FOR CITATION: Alekseytsev A.V., Antonov M.D. Resistance to progressive collapse of monolithic frames of buildings at localized damage of nodes from push-through. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2024; 19(9):1454-1468. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.9.1454-1468 (rus.).

Corresponding author: Anatoly V. Alekseytsev, aalexw@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Проблема обеспечения механической безопасности и живучести конструктивных систем была актуальной еще в начале 70-х годов прошлого века и активно исследуется в сегодняшних реалиях с поиском наиболее рациональных решений для разных типов зданий [1, 2]. Одним из наиболее уязвимых к деформациям мест монолитного каркаса является узел сопряжения колонны и плиты (УСКП) [3–6], разрушение которого, как правило, может привести к существенным последствиям вплоть до возникновения прогрессирующего или, как отмечается в трудах [7, 8], цепного разрушения соседних конструкций. Особое внимание работе данного узла как при нормальной эксплуатации, так и при аварийных ситуациях уделялось в исследованиях отечественных и зарубежных ученых [9–15]. При этом многие публикации посвящены предотвращению реализации механизма продавливания при аварийной ситуации [15, 16]. Рассмотрению узлов при возникновении аварийной ситуации в несимметричных пролетах [17], а также после наступления продавливания [18, 19] уделено меньше внимания. Однако было установлено, что узел сопряжения может сохранять несущую способность, воспринимая меньшую нагрузку и позволяя реализовать работу монолитных каркасов с переходом функционирования плиты как висячего перекрытия («вантовый механизм»). Для обеспечения пространственной работы каркасов были введены требования по устройству скрытых связей.

Данные исследования представлялись разрозненными, не всегда в явном виде включались в нормативные документы по обеспечению защиты конструкций от прогрессирующего разрушения. Кроме того, в современных социально-экономических условиях появляются уточнения к требованиям по обеспечению защиты зданий от прогрессирующего разрушения, уточнения и формирование новых критериев живучести [20, 21].

Значительная часть зданий нормального уровня ответственности обладает накопленными (приобретенными в процессе эксплуатации) локальными повреждениями. Эти объекты с учетом увеличения вероятности запроектных аварийных воздействий имеют повышенный риск материальных потерь. Поэтому необходимо изучить различные аспекты силового сопротивления строительных конструктивных систем, в частности, влияние повреждений в узлах соединения плиты и колонны на устойчивость к прогрессирующему разрушению.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Цель настоящего исследования — оценить влияние начальных повреждений в узле сопряжения колонны и плиты на устойчивость каркаса к прогрессирующему разрушению при запроектных аварийных воздействиях. Для этого требуется выполнить оценку напряженно-деформированного состояния (НДС) УСКП с анализом развития локальных трещин и других дефектов по мере приближения бетона к разрушению от продавливания.

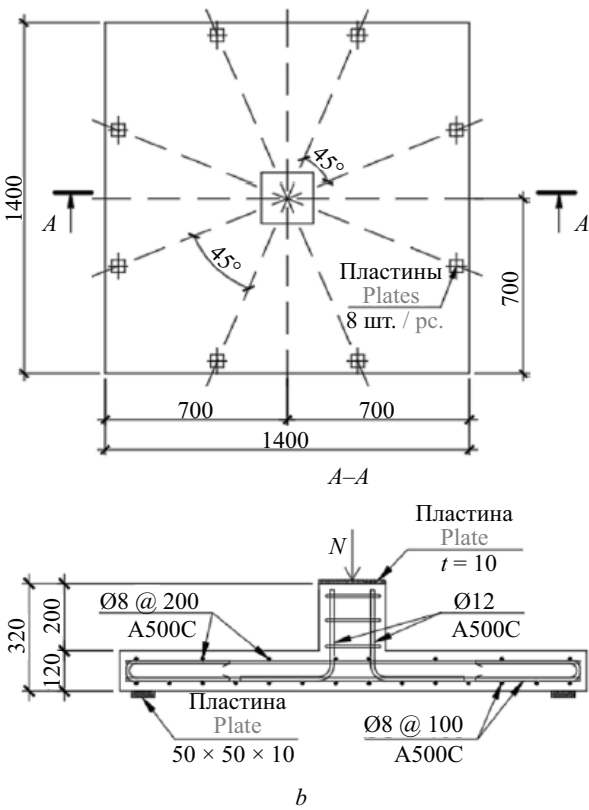


Рис. 1. Испытания узла сопряжения колонны и плиты с центральным приложением продавливающей силы: а — образец, установленный в испытательную машину; б — опалубочный чертеж и армирование испытываемого образца

Fig. 1. Tests of column-slab joint with central application of pushing force: а — specimen placed in the testing machine; б — formwork drawing and reinforcement of the test specimen

Испытания. Для достижения поставленной цели проведены испытания образца УСКП с центральным приложением продавливающей нагрузки (рис. 1). Плита толщиной 120 мм армировалась арматурой класса А500С. Фоновое армирование плиты, а также анкерующие П-образные детали на концах выполнены из арматуры диаметром 8 мм. При армировании фрагментов колонн использовалась арматура диаметром 12 мм с хомутами диаметром 8 мм. Защитный слой арматуры был принят равным 20 мм. Шаг продольного армирования с растянутой стороны составлял 100 мм, со сжатой — 200 мм. Образец опирался на равномерно распре-

деленные по контуру стальные пластины. Такое решение по условиям опирания позволило минимизировать влияние эффектов бокового обжатия и получить более близкое к реальным конструкциям НДС узла сопряжения.

Образец был изготовлен из тяжелого бетона на гранитном щебне фракции 5–20 мм. Прочность бетона на сжатие определялась по контрольным кубам 100 × 100 × 100 мм по методике ГОСТ 10180–2012. Для установления предельной прочности на растяжение проводились испытания на растяжение при изгибе призм 100 × 100 × 400 по ГОСТ 101180–2012. Призменная прочность на сжатие, модуль упругости

Табл. 1. Результаты испытаний по определению кубиковой прочности

Table 1. Test results for determining the cubic strength

Номер образца Specimen number	Ширина сечения, мм Section width, mm	Высота сечения, мм Section height, mm	Длина образца L, мм Specimen length L, mm	Масса m, г Mass m, g	Плотность, кг/м³ Density, kg/m³	Площадь сечения, см² Section area, cm²	Разрушающее усилие P, кН Ultimate force P, kN	α	Прочность на сжатие R ₀ , МПа Compression strength R ₀ , MPa
1	93	98	98	2079	2328	91,14	177	0,92	18,4
2	95	96	98	1936	2166	91,20	193		20,1
3	96	98	99	2026	2175	94,08	210		21,2
4	100	98	95	2017	2166	98,00	201		19,5
Прочность бетона в серии по ГОСТ 10180–2012 Strength of concrete in the series according to GOST 10180–2012									20,3

и коэффициент Пуассона определялись по испытаниям призм 100 × 100 × 400 по методике ГОСТ 101180–2012. Данные по испытаниям указаны в табл. 1–3.

Перед проведением испытаний образца УСКП аналитически и с помощью конечно-элементного моделирования установлена ожидаемая разрушающая нагрузка. Во время испытаний на образец нагрузка прикладывалась ступенями по 1/10 от предельной разрушающей через стальную пластину. Для анализа НДС узла сопряжения конструкций контролировались показания тензодатчиков на арматуре и бетоне. По мере приложения нагрузки проводилась фиксация перемещений оголовка фрагмента колонны по данным встроенного тензометрического датчика перемещений. После приложения каждой ступени осуществлялась выдержка образцов и визуальный контроль на наличие и развитие имеющихся трещин.

Для моделирования развития и влияния локальных повреждений (трещин) в приопорной зоне были построены две конечно-элементные модели (КЭМ). Первая КЭМ представляла собой фрагмент испытываемого узла, вторая — фрагмент 9-этажного монолитного каркаса. Моделирование выполнено в ПК Simulia Abaqus 2020 в физически нелинейной постановке. С целью получения необходимых решений был применен решатель Explicit solver: Abaqus/Explicit.

Для моделирования деформаций искусственно-го каменного материала (бетона) использована мо-

дель с возможностью пластического разрушения Concrete Damage Plasticity model (CDP). Модель учитывает образование и развитие трещин при растяжении, сжатии и срезе.

Рассматриваются два основных механизма разрушения — образование трещин в растянутом бетоне и раздавливание сжатого бетона. Работа бетона моделировалась с учетом диаграмм функционирования бетона и согласно рекомендациям по моделированию НДС железобетонных конструкций при продавливании в ПК Abaqus [22–24] (рис. 2).

Для моделирования арматуры была использована модель пластичности с двумя линейными участками — зоной упругой работы и площадкой текучести (рис. 3). Арматура моделировалась двухузловыми стержневыми элементами типа truss (B31). Стоит отметить, что на данном этапе не рассматриваются вопросы потери сцепления арматуры и бетона. Они учитываются косвенно в модели бетона путем некоторого удлинения участка нисходящей ветви (рис. 2). В качестве критерия разрушения в модели CDP реализован модифицированный критерий Druker – Prager (1) с введением для описания поверхности текучести F гиперболической кривой в меридиональной плоскости (рис. 4):

$$F = \sqrt{(d'_{|0} - p_{|0} \tan \beta)^2 + q^2} - p \tan \beta - d' = 0, \quad (1)$$

где p_i — значение p при $q = 0$; d' ; β — параметры поверхности текучести, показанные на рис. 1; q — де-

Табл. 2. Результаты испытаний по определению прочности при изгибе

Table 2. Results of bending strength tests

Номер образца Specimen number	Ширина сечения, мм Section width, mm	Высота сечения, мм Section height, mm	Длина образца L , мм Specimen length L , mm	Расстояние между опорами l , мм Span distance l , мм	Разрушающая нагрузка F , кН Ultimate force F , kN	Прочность R_b , МПа Bending strength R_b , MPa
1	98	98	403	300	9,84	3,14
2	96	97	398	300	9,81	3,26
3	98	98	395	300	13,44	4,28
Прочность бетона в серии по ГОСТ 10180–2012 Strength of concrete in the series according to GOST 10180–2012						3,77

Табл. 3. Результаты испытаний по определению призмной прочности и упругих характеристик бетона

Table 3. Test results for prism strength and elastic constants of concrete

Номер образца Specimen number	Разрушающая нагрузка, кН Ultimate force, kN	Призмная прочность, МПа Prism strength, MPa	Модуль упругости при сжатии, МПа Modulus of elasticity in compression, MPa	Коэффициент Пуассона Poisson's ratio
1	237,3	24,7	17 850	0,14
2	225,7	24,2	20 504	0,13
3	183,8	19,1	19 892	0,16
Среднее значение Mean		22,7	19 783	0,14
Среднее квадратическое отклонение Mean square deviation		3,1	1777	0,01
Коэффициент вариации, % Coefficient of variation, %		13,61	8,98	10,66

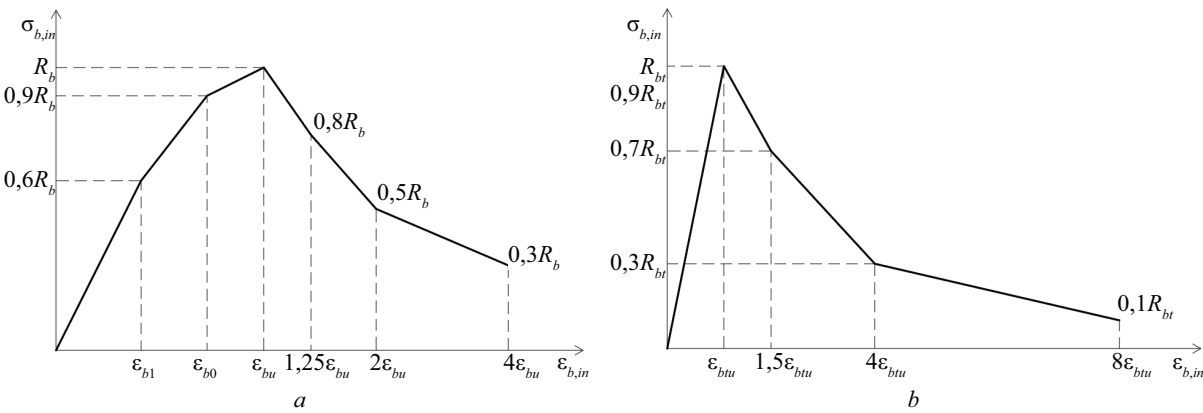


Рис. 2. Диаграмма деформирования бетона: *a* — при сжатии; *b* — при растяжении
Fig. 2. Compression strain: *a* — chart for concrete; *b* — tensile strain

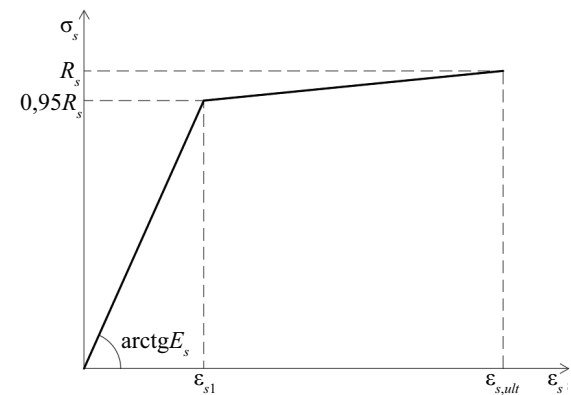


Рис. 3. Диаграмма деформирования растянутой арматуры
Fig. 3. Tensile rebars deformation diagram

виаторное напряжение Мизеса; *p* — эквивалентное давление.

Тело бетона моделировалось объемными кубиковыми элементами C3D8R с упрощенным интегрированием и контролем искажения. При достижении материалом предельных напряжений или деформаций элементы бетона данной модели работали по ни-

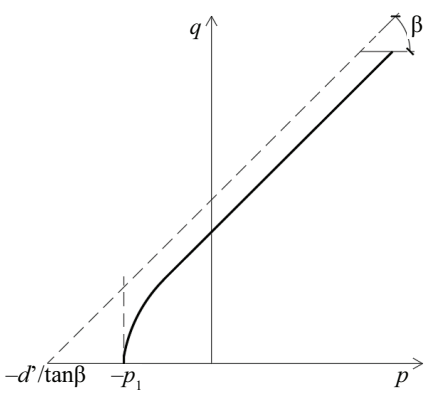


Рис. 4. Критерий прочности бетона в модели (CDP)
Fig. 4. Concrete yield strength criterion in the model (CDP)

спадающей ветви с появлением и распределением по объему трещин. Напряжения в элементах находились с использованием коэффициентов повреждения (деградации жесткости) бетона при осевом сжатии *d_c* и осевом растяжении *d_t*, учета полных деформаций сжатия *epsilon_c* и растяжения *epsilon_t* за вычетом эквивалентных пластических деформаций (рис. 5).

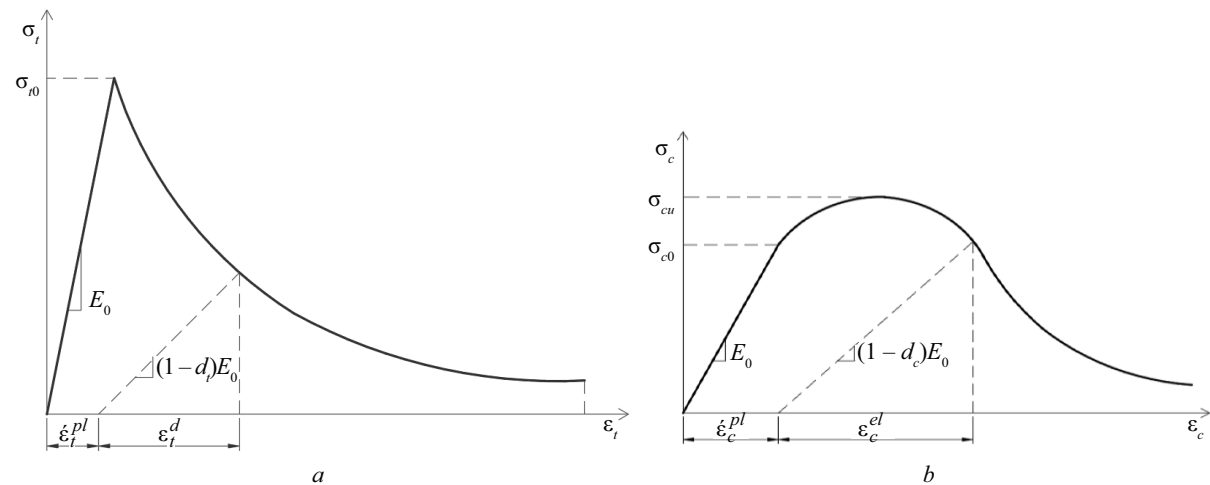


Рис. 5. Интерпретация деформаций бетона: *a* — при растяжении; *b* — при сжатии
Fig. 5. Interpretation of concrete: *a* — tensile strains; *b* — deformations in compression

Табл. 4. Параметры модели CDP

Table 4. Additional parameters of the Concrete Damaged Plasticity model

Угол дилатации, град. Dilation angle	Эксцентриситет Eccentricity	f_{b0}/f_{c0}	K	Параметр вязкости Viscosity parameter
34	0,1	1,16	0,6667	0,0001

Примечание: угол дилатации — угол, равный отношению объемной и сдвиговой деформации; эксцентриситет — параметр, отвечающий за скорость перехода в пластичное состояние материала в моделях внецентрично сжатого ограниченного бетона; f_{b0}/f_{c0} — отношение прочности бетона при двухосном сжатии к прочности при одноосном; K — параметр формы поверхности текучести для бетона.

Note: dilation angle is an angle equal to the ratio of volumetric and shear strain; eccentricity is a parameter responsible for the rate of transition to the plastic state of the material in models of eccentrically compressed confined concrete; f_{b0}/f_{c0} is the ratio of the strength of concrete under biaxial compression to the strength under uniaxial compression; K is the yield surface shape parameter for concrete.

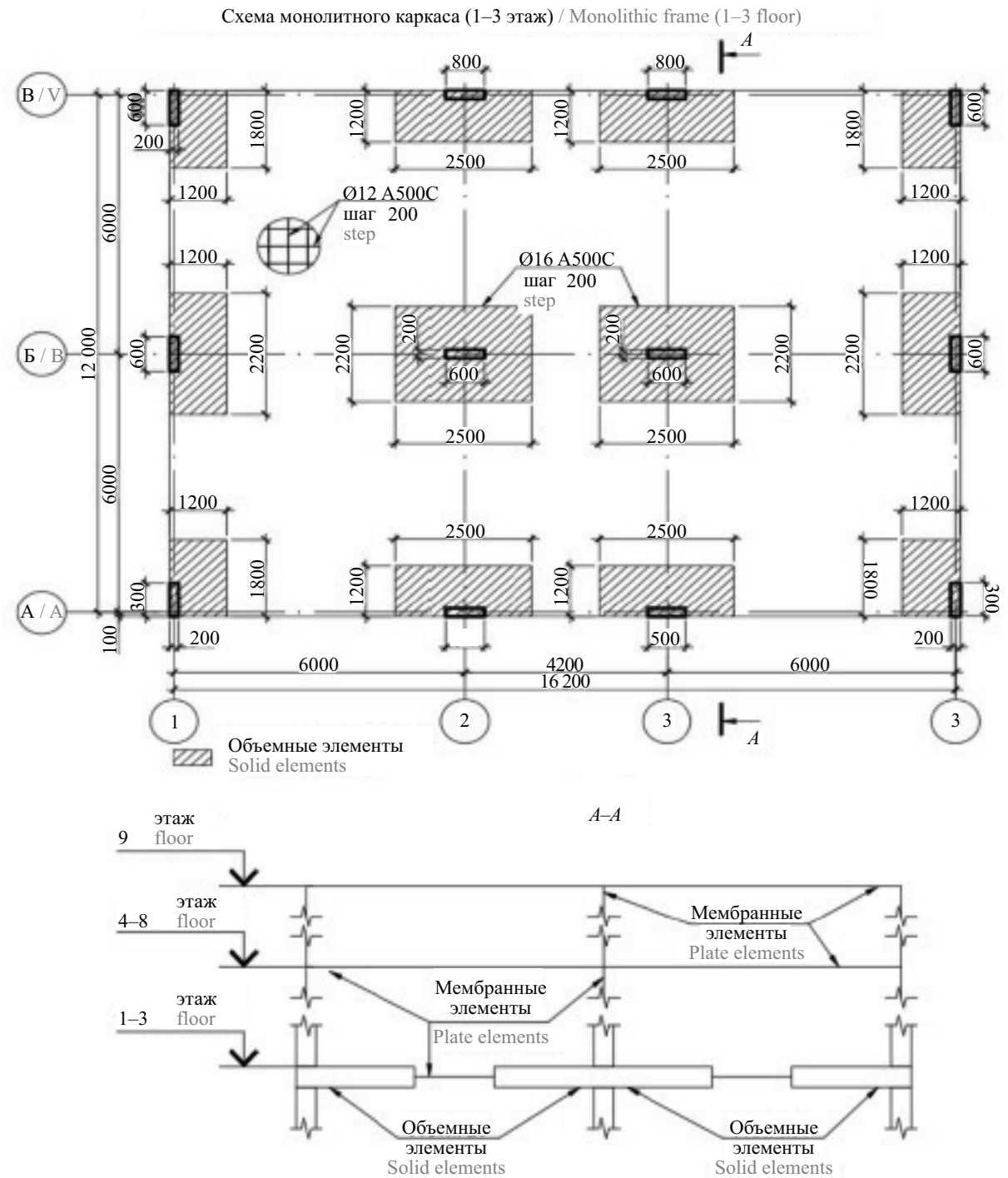


Рис. 6. Параметры исследуемого монолитного каркаса

Fig. 6. Investigated monolithic frame

Табл. 5. Параметры армирования монолитного каркаса
Table 5. Parameters of monolithic frame reinforcement

Этаж Floor	Арматура плиты / Slab rebars		Арматура пилонов Pylon rebars		Типы элементов FE types	Шаг разбиения, мм Mesh size, mm
	верхняя upper	нижняя lower	продольная, мм longitudinal, mm	поперечная, мм transversal, mm		
1	Ø12 шаг 200 (фон) step 200 (background)	Ø12 шаг 200 Ø12 step 200 (фон) (background)	Ø20 шаг 100 Ø20 step 100	Ø8 шаг 100/200 Ø8 step 100/200	Объемные/ стержневые/ оболочки Solid/ truss/ shells	50
2–3	Ø12 + Ø16 шаг 200 (опоры) step 200 (supports)					
4	Ø12 шаг 200 (фон) step 200 (background)		Ø16 шаг 100 Ø20 step 100		Оболочки Shells	100
5–9	Ø12 шаг 100 (опоры) step 200 (background)		Ø16 шаг 100 Ø20 step 100		Оболочки Shells	200

В случае, если материал не имел начальных повреждений (нами они моделируются путем удаления элементов из объемной модели), напряжения сжатия σ_c и растяжения σ_t определяются так:

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}); \tag{2}$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}). \tag{3}$$

Учитывалась возможность дилатации бетона при сжатии, а также стеснение ортогональных деформаций (ограниченность бетона) при использовании дополнительных параметров модели CDP, указанных в табл. 4.

Моделирование взаимодействия между стальными пластинами и бетонной поверхностью для экспериментальной установки осуществлялось с помощью контакта трения. Коэффициент трения между бетоном и металлической пластиной принимался равным 0,4. Также для более близкой имитации работы узла при реальных испытаниях были смоделированы зазоры между поверхностью бетона над стальной опорой. Шаг разбиения всех элементов принят равным 10 мм.

Моделирование каркаса. Общая схема исследуемого 9-этажного пространственного монолитного каркаса указана на рис. 6. Высота этажа принималась равной 2,7 м. При этом рассматривается достаточно распространенный тип каркаса с асимметричными пролетами и монолитными пилонами. Толщина плиты перекрытий 200 мм, с защитным слоем 25 мм. С учетом нагрузки от собственного веса к каркасу приложена равномерно распределенная полезная нагрузка 200 кг/м².

При создании схемы использовались модели материалов и типы элементов такие же, как при анализе

НДС узлов. Особенность разработки модели заключается в комбинированном подходе [17]. В частности, для снижения вычислительной емкости задачи пролетные участки плит перекрытий и центральные участки пилонов в уровне 1–3 этажей были заменены на 4-узловые элементы оболочек (мембранные элементы типа shell S4R) (см. рис. 6). Габариты плиты объемной приопорной части не превышали длину $5h$ (где h — толщина плиты) с учетом возможности включения в работу участков плиты после возникновения продавливания. В свойствах данных элементов указывались параметры слоев армирования (rebar layer). Соединение объемных элементов и оболочек осуществлялось с помощью встроенного в Abaqus инструмента Solid-shell coupling. С 4-го этажа все перекрытия описывались элементами оболочек. Параметры армирования каркаса указаны в табл. 5.

Запроектные воздействия моделировались следующим образом. Первоначально выполнялся статический расчет неповрежденной системы, в ходе которого определялись опорные реакции. Далее эти реакции уточнялись с учетом демпфирования системы так, чтобы в ходе динамического расчета было воспроизведено статическое состояние системы с реакциями, но без связей. Затем эти уточненные реакции с помощью встроенного в Abaqus инструмента predefined load передавались для моделирования аварийной ситуации в основной динамический решатель. После этого удаление реакций можно выполнять для интервала времени $[t_1; t_2]$, как показано на рис. 7 [25].

Моделирование локальных повреждений УСКП выполнялось путем удаления слоев поврежденного бетона в некоторой области, определяемой путем

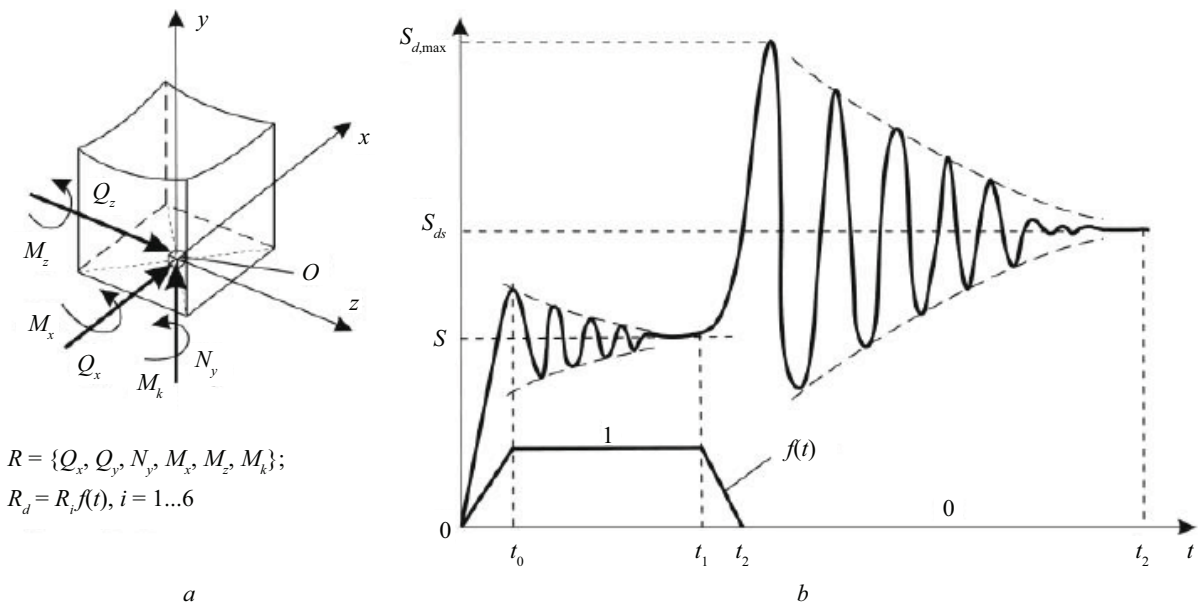


Рис. 7. Моделирование локального повреждения: система статически эквивалентных реакций сил (а); характер изменения во времени динамического усилия в опасном сечении и вид функции $f(t)$ (b)

Fig. 7. Modelling of local damage: system of statically equivalent force reactions (a); change in time of the dynamic forces for the overloaded section and type of function $f(t)$ (b)

анализа результатов экспериментального и численного моделирования ряда научных работ. При этом предлагается выделить три уровня повреждений, зависящих от значения усилия (в долях от предельного), которое воспринимал узел в период эксплуатации, и начального значения (при отсутствии повреждений) рабочей высоты сечения плиты. Эти значения приведены в следующем разделе статьи.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Введем, основываясь на гипотезе исследований [15] об ограничении развития деформаций, реализующих разрушение по усеченной пирамиде продавливания, для рассматриваемых нами УСКП каркаса следующие уровни локальных повреждений (рис. 8).

Верификация объемной конечно-элементной модели УСКП. По результатам натурных испытаний была проведена верификация КЭМ по величине предельной нагрузки и деформациям бетона

и арматуры в местах наклейки тензометрических датчиков. Данные, полученные в результате испытаний, в соответствии со схемой расположения датчиков (рис. 9, 10) сопоставлялись с результатами расчета в соответствующих конечных элементах. Как видно на рисунках, экспериментальные данные достаточно близки к теоретическим, при этом численная модель дает некоторый запас по прочности. Для удобства отображения на графиках относительные деформации ϵ арматуры умножались на константу E_0 — начальный модуль упругости стали.

По результатам расчета НДС образца получены поля главных напряжений (табл. 6).

Расчет каркаса на прогрессирующее разрушение с учетом локальных повреждений УСКП. Рассмотрены 3 сценария аварийной ситуации, связанной с удалением пилона в осях Б/2 (рис. 6):

1) без наличия локальных повреждений УСКП;



Рис. 8. Моделирование локальных повреждений, вызванных продавливанием

Fig. 8. Modelling of local damage induced by punching process

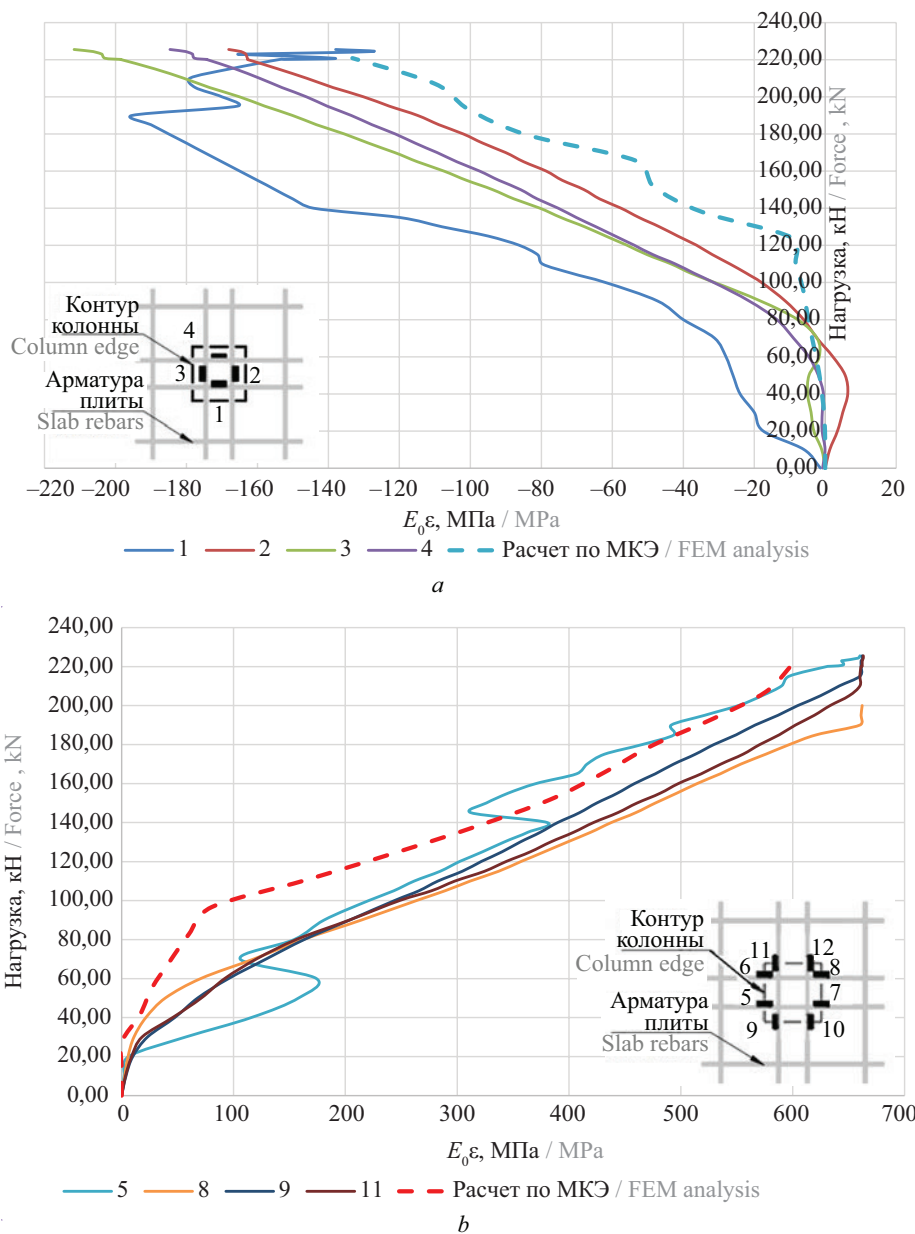


Рис. 9. Сопоставление данных по деформациям арматуры: сжатой зоны, полученным экспериментально с расчетами модели по МКЭ (а); растянутой зоны, полученным экспериментально с расчетами модели по МКЭ (b)

Fig. 9. Comparison of data on deformations of the compressed zone rebars obtained experimentally with FEM calculations of the model (a); of the tensile zone rebars obtained experimentally with FEM calculations of the model (b)

2) при наличии локальных повреждений УСКП 3-го уровня в зоне пилона Б/1 (вариант 1);

3) при наличии локальных повреждений УСКП 3-го уровня в зоне пилонов Б/1 и А/3 (вариант 2).

Считалось, что при повреждениях 3-го уровня работа узла на изгиб практически исчерпана, образуется вантовый механизм, при котором основное догружение при аварии происходит преимущественно за счет продольной силы, что позволяет использовать данные эксперимента по продавливанию только продольной силой. В случае меньших повреждений, если плита может воспринять догружение изгибающим моментом, следует использовать

данные эксперимента на продавливание с учетом действия момента, которые будут опубликованы авторами в следующих работах.

На начальном этапе для получения статически уравновешенного состояния системы опорная связь пилон Б/2 была заменена системой равнодействующих усилий с соответствующим графиком изменения во времени, как описано ранее в статье и, например, в работе [18]. Удаление пилон происходило за конечное время t в динамической постановке (см. рис. 7). Общее время расчета составляло 19 с, из них первые 4 сек система уравнивалась до состояния, соответствующего эксплуатационно-

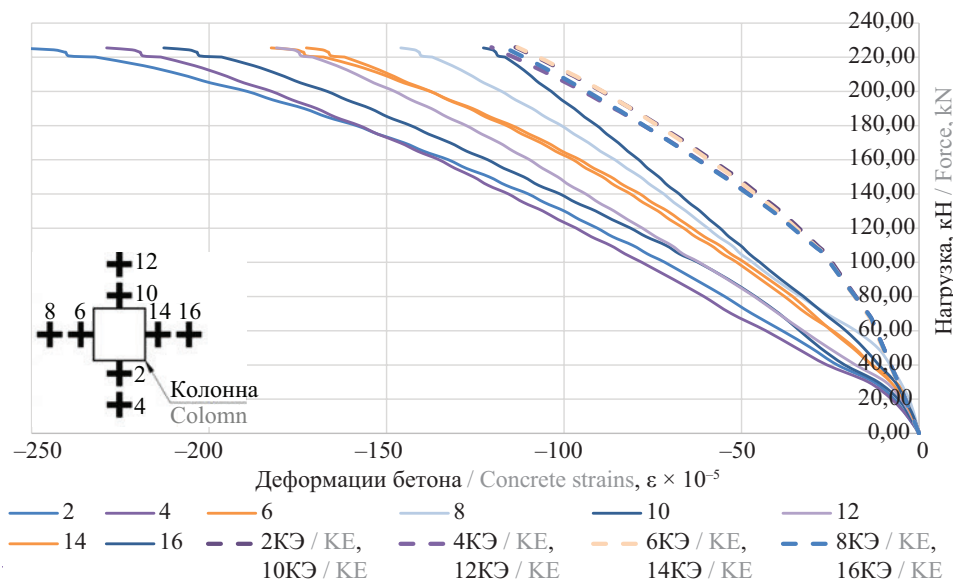


Рис. 10. Сопоставление деформаций датчиков, установленных в тангенсальном направлении (2, 4, 6...16), и результатов расчетов по МКЭ (2КЭ, 10КЭ ... 16КЭ)

Fig. 10. Comparison of deformations of sensors installed in tangential direction (2, 4, 6 ... 16) and results of FEM calculations (2KE, 10KE ... 16KE)

Табл. 6. Напряженное состояние УСКП

Table 6. Stress state of the slab-column joint unit

Сечение в главной плоскости колонны при уровне повреждений (рис. 8) Section in the main plane of the column at the damage level (Fig. 8)		
1	2	3
Сечение по торцовой плоскости колонны при уровне повреждений Column edge plane section at damage level		
1	3	3

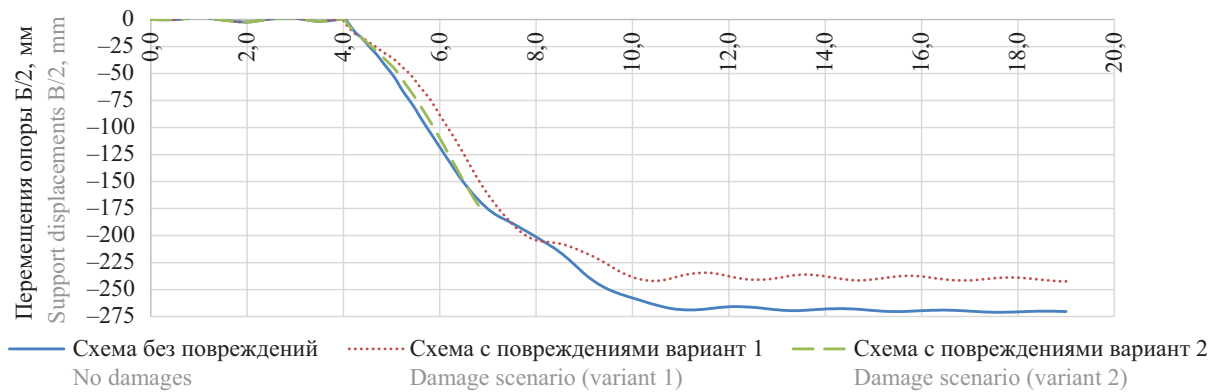


Рис. 11. Графики перемещения опоры пилона в осях Б/2 при различной степени повреждений

Fig. 11. Plots of the pylon support displacement in B/2 axes at different levels of damages

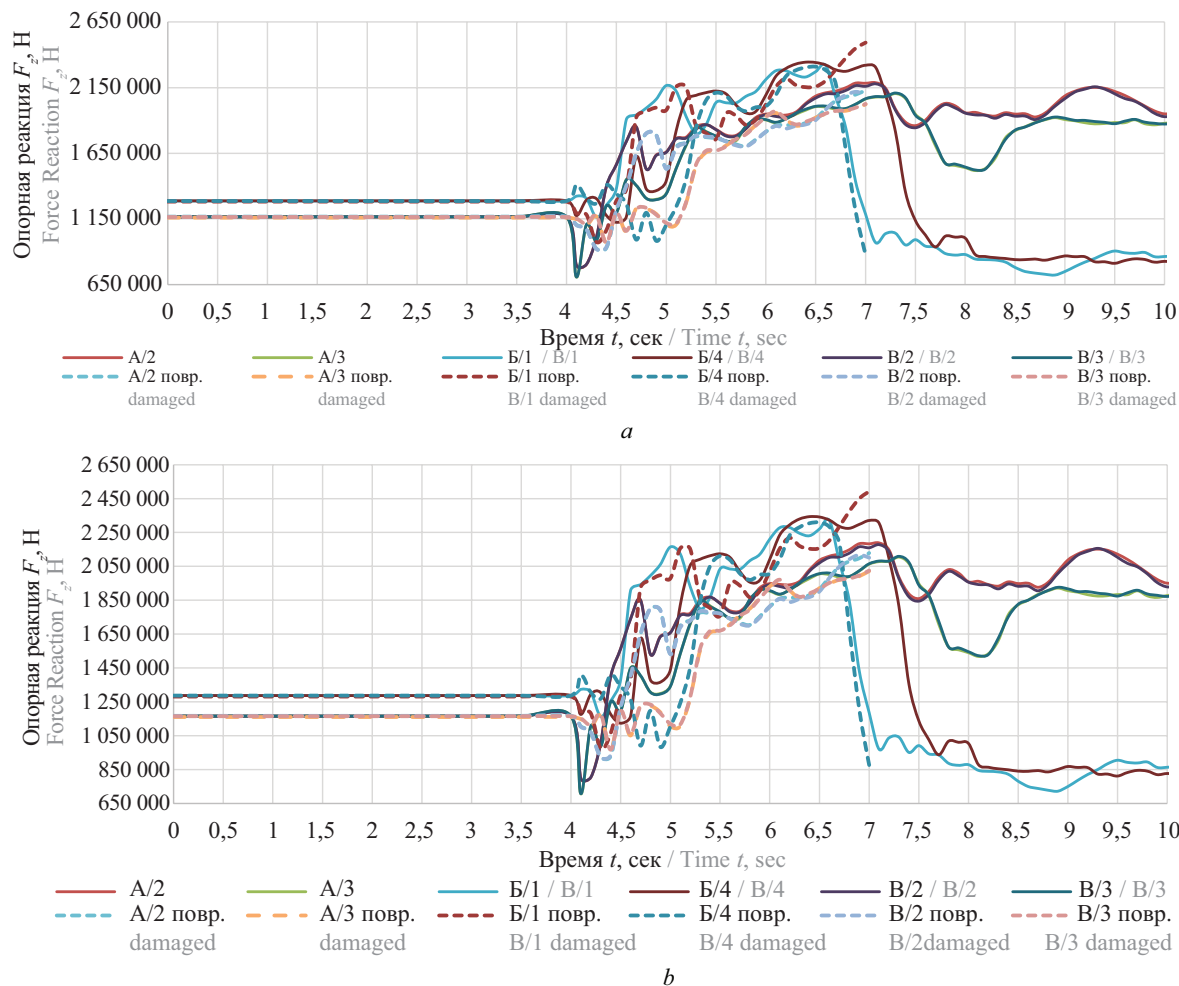
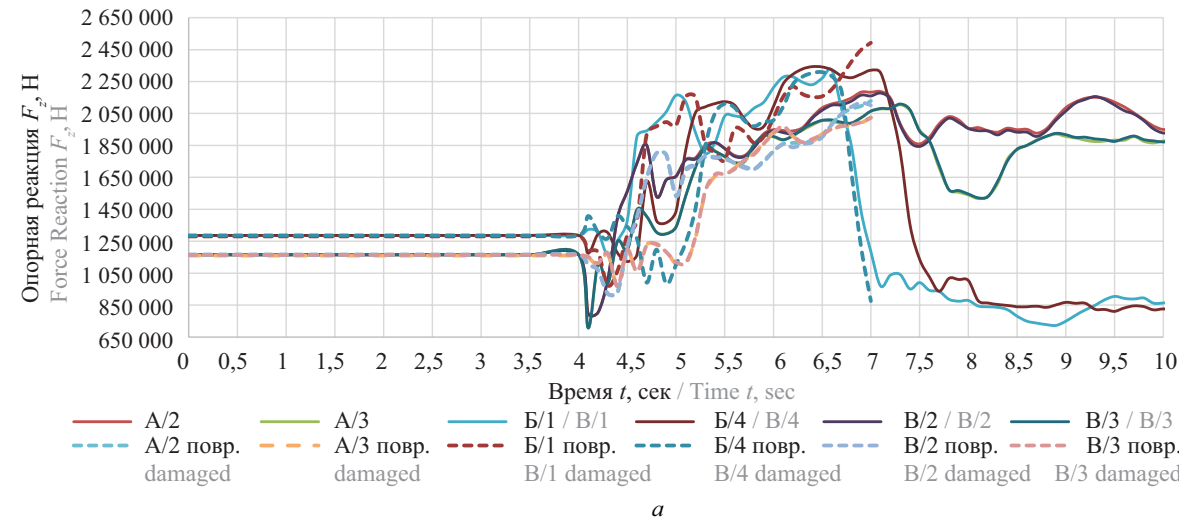


Рис. 12. График распределения опорных реакций: а — угловых пилонов (вариант 1); б — торцевых пилонов (вариант 1)
Fig. 12. Chart of time change in force reactions: а — of corner pylons (variant 1); б — of edge pylons (variant 1)

му. По результатам расчета фрагмента монолитного каркаса получены графики перемещения опоры пилон в осях Б/2 в зависимости от степени повреждения узлов у опор (рис. 11).
В момент времени $t = 4$ с происходит удаление пилон в осях Б/2. Далее отмечается стабилизация системы и фиксация данных на протяжении 15 с.

Расчет системы с повреждениями по варианту 2 был прекращен программой в момент времени $t = 7,929$ с. Индексом «повр» указываются опоры в монолитном каркасе с повреждениями. Результаты перераспределения силовых потоков при аварийном воздействии будем иллюстрировать изменением реакций во вре-



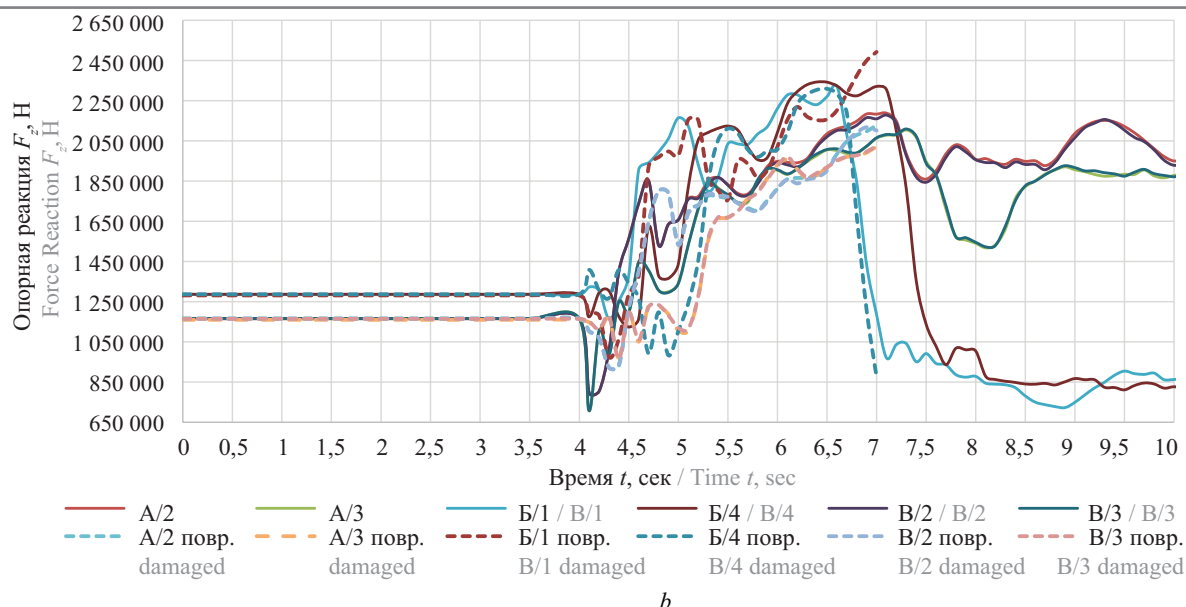


Рис. 13. График распределения опорных реакций: *a* — угловых пилонов (вариант 2); *b* — торцевых пилонов (вариант 2)
Fig. 13. Chart of time change in force reactions: *a* — of corner pylons (variant 2); *b* — of edge pylons (variant 2)

мени для опорных пилонов. Приведем эти результаты для торцевых и угловых пилонов (см. рис. 12, 13).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализ изменения величины опорных реакций системы без локальных повреждений и с их наличием по первому варианту показал, что локальные повреждения ближайшего к удаляемому пилону узла приводят к дополнительному догрузению узла напротив. Общий механизм деформирования плиты при наличии повреждений по варианту 1 аналогичен ее работе без повреждений. В то же время при наличии повреждений по варианту 1 наблюдаются более высокие значения догрузений в угловых колоннах и падение опорных реакций в торцевых колоннах, что свидетельствует о перераспределении усилий в плите в направлении по оси Б. Анализируя графики опорных реакций с наличием повреждений по варианту 2, можно отметить, что локальные повреждения, аналогично варианту 1, дополнительно догружают опоры напротив. Однако в данном случае плита перекрытия начинает прогибаться в двух направлениях: вдоль центральной части по оси Б и вдоль оси 3 в перпендикулярном направлении.

Возникает дополнительное догружение угловых пилонов и рост напряжений в бетоне опорных участков пилонов наружного контура, что в конечном итоге может привести к отрыву центральной части плиты от ее наружной части.

Повреждения УСКП существенно влияют на перераспределение силовых потоков в монолитных каркасах при аварийных ситуациях. При определенных сценариях и сочетаниях повреждений для систем, спроектированных без учета защиты от прогрессирующего разрушения и имеющих расчетные контуры уменьшенной длины (двухсторонние и трехсторонние), продавливание в результате аварийного догружения может привести к прогрессирующему разрушению системы вплоть до ее полного разрушения.

Введены уровни локальных повреждений, которые могут помочь оценить степень опасности накопленных эксплуатационных повреждений и предотвратить значительные риски материальных потерь. Вместе с тем необходимы дальнейшие исследования, позволяющие установить влияние уровня повреждений, их типа, объема и сценария групповых повреждений на механическую безопасность монолитных каркасов с безбалочными перекрытиями.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // Engineering Structures. 2018. Vol. 173. Pp. 122–149. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.06.082
2. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 7. С. 819–830. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.7.819-830. EDN HU1EAL.

3. Тамразян А.Г. К анализу узла сопряжения монолитных плит и колонн при продавливании // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. Междунар. академических чтений. 2020. С. 101–109. EDN HSMPUN.

4. Залесов А.С., Дорофеев В.С., Шеховцов И.В. Прочность и деформативность плит на продавливание // Бетон и железобетон. 1992. № 8. С. 14–17. EDN OUCCKB.

5. Филатов В.Б., Бубнов Е.П. Экспериментальные исследования прочности плоских железобетонных плит при продавливании // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 2. С. 86–91. EDN YFPWRB.

6. Muttoni A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement // ACI structural Journal. 2008. Vol. 105. Issue 4. DOI: 10.14359/19858

7. Gardner N.J., Huh J., Chung L. Lessons from the Sampoong department store collapse // Cement and Concrete Composites. 2002. Vol. 24. Issue 6. Pp. 523–529. DOI: 10.1016/s0958-9465(01)00068-3

8. Wood J.G.M. Pipers row car park collapse: Identifying risk // Concrete. 2003. Vol. 37. Issue 9. Pp. 29–31.

9. Кабанцев О.В., Горбатов С.В., Песин К.О. Оценка влияния локальных дефектов перекрытия на основе учета поэтапного изменения расчетной схемы под нагрузкой // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 2 (49). С. 89–108. EDN TOLUXH.

10. Liu J., Tian Y., Orton S.L., Said A.M. Resistance of flat-plate buildings against progressive collapse. I: Modeling of slab-column connections // Journal of Structural Engineering. 2015. Vol. 141. Issue 12. DOI: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001294

11. Yi W.J., Zhang F.Z., Kunnath S.K. Progressive collapse performance of RC flat plate frame structures // Journal of Structural Engineering. 2014. Vol. 140. Issue 9. DOI: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000963

12. Russell J.M., Owen J.S., Hajirasouliha I. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after a sudden column loss // Engineering Structures. 2015. Vol. 99. Pp. 28–41. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.04.040

13. Кабанцев О.В., Митрович Б. К выбору характеристик предельных состояний монолитных железобетонных несущих систем для режима прогрессирующего обрушения // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2018. № 6 (378). С. 234–241. EDN TTXZYX.

14. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Бухтиярова А.С. Сопротивление пространственных узлов сопряжения железобетонных каркасов многоэтажных зданий

при запроектных воздействиях // Строительство и реконструкция. 2011. № 5 (37). С. 21–32. EDN OIRNVV.

15. Трекин Н.Н., Саркисов Д.Ю., Крылов В.В., Евстафьева Е.Б., Андриян К.Р. Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении // Строительство и реконструкция. 2022. № 5 (103). С. 67–79. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-103-5-67-79. EDN HCBULC.

16. Micallef K., Sagaseta J., Ruiz M.F., Muttoni A. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading // International Journal of Impact Engineering. 2014. Vol. 71. Pp. 17–33. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2014.04.003

17. Ulaeto N. Numerical modelling of symmetric and asymmetric punching and post-punching shear responses of RC flat slabs // 11th European LS-DYNA Conference 2017. 2017.

18. Melo G., Regan P.E. Post-punching resistance of connections between flat slabs and interior columns // Magazine of Concrete Research. 1998. Vol. 50. Issue 4. Pp. 319–327. DOI: 10.1680/mac.1998.50.4.319

19. Fernández Ruiz M., Mirzaei Y., Muttoni A. Post-punching behavior of flat slabs // ACI Structural Journal. 2013. Vol. 110. Issue 5. DOI: 10.14359/51685833

20. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 3. № 3. С. 62–74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74. EDN IKRNWX.

21. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 4 (80). Pp. 73–80. DOI: 10.18720/MCE.80.7. EDN XYLDTF.

22. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E. A plastic-damage model for concrete // International Journal of Solids and Structures. 1989. Vol. 25. Issue 3. Pp. 299–326. DOI: 10.1016/0020-7683(89)90050-4

23. Rasoul Z.M.R.A., Mtaher H.M.A. Accuracy of concrete strength prediction behavior in simulating punching shear behavior of flat slab using finite element approach in Abaqus // Periodicals of Engineering and Natural Sciences. 2019. Vol. 7. Issue 4. P. 1933. DOI: 10.21533/pen.v7i4.943

24. Genikomsou A.S., Polak M.A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS // Engineering Structures. 2015. Vol. 98. Pp. 38–48. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.04.016

25. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждении плит продавливанием // Строительство и реконструкция. 2021. № 4 (96). С. 23–34. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-96-4-23-34. EDN UJXFML.

Поступила в редакцию 13 февраля 2024 г.

Принята в доработанном виде 15 февраля 2024 г.

Одобрена для публикации 31 мая 2024 г.

ОБ АВТОРАХ: **Анатолий Викторович Алексейцев** — доктор технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; SPIN-код: 3035-5571, Scopus: 57191530761, ResearcherID: I-3663-2017, ORCID: 0000-0002-4765-5819; aalexw@mail.ru;

Михаил Дмитриевич Антонов — аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; SPIN-код: 6327-7406, РИНЦ ID: 1101963; mishany96969@mail.ru.

Вклад авторов:

Алексейцев А.В. — формулирование концепции исследования, методика исследования, научное редактирование, формулирование выводов.

Антонов М.Д. — анализ источников и литературы, проведение испытаний и обработка их результатов, построение и анализ КЭ модели, подготовка текста, формулирование выводов.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*. 2018; 173:122-149. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.06.082
2. Tamrazyan A.G., Alekseytsev A.V. Optimal structures design: accounting of costs and relative accidents risk. *Vestnik MGSU* [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2019; 14(7):819-830. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.7.819-830. EDN HUUEAL. (rus.).
3. Tamrazyan A.G. To analyze the junction of flat slabs and columns during punching. Safety of the Russian construction fund. Safety of the Russian construction fund. *Problems and solutions : materials of International Academic Readings*. 2020; 101-109. EDN HSMPUN. (rus.).
4. Zalesov A.S., Dorofeev V.S., Shekhovcov I.V. Strength and deformability of plates for punching. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1992; 8:14-17. EDN OUCCKB. (rus.).
5. Filatov V.B., Bubnov E.P. Experimental investigation of punching shear strength of flat reinforced concrete slabs. *Industrial and Civil Engineering*. 2017; 2:86-91. EDN YFPWRB. (rus.).
6. Muttoni A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI structural Journal*. 2008; 105(4). DOI: 10.14359/19858
7. Gardner N.J., Huh J., Chung L. Lessons from the Sampoong department store collapse. *Cement and Concrete Composites*. 2002; 24(6):523-529. DOI: 10.1016/s0958-9465(01)00068-3
8. Wood J.G.M. Pipers row car park collapse: Identifying risk. *Concrete*. 2003; 37(9):29-31.
9. Kabantsev O.V., Gorbатов S.V., Pesin K.O. Estimation of local defects of loaded slabs considering a step change in design diagram. *Journal of Construction and Architecture*. 2015; 2(49):89-108. EDN TOLUXH. (rus.).
10. Liu J., Tian Y., Orton S.L., Said A.M. Resistance of flat-plate buildings against progressive collapse. I: Modeling of slab-column connections. *Journal of Structural Engineering*. 2015; 141(12). DOI: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001294
11. Yi W.J., Zhang F.Z., Kunnath S.K. Progressive collapse performance of RC flat plate frame structures. *Journal of Structural Engineering*. 2014; 140(9). DOI: 10.1061/(asce)st.1943-541x.0000963
12. Russell J.M., Owen J.S., Hajirasouliha I. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after a sudden column loss. *Engineering Structures*. 2015; 99:28-41. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.04.040
13. Kabancev O.V., Mitrovic B. For the selection of characteristics of limit states of monolithic reinforced concrete systems for the mode of progressive drop. *Textile Industry Technology*. 2018; 6(378):234-241. EDN TTXZYZ. (rus.).
14. Kolchunov V.I., Kljueva N.V., Buhtjarova A.S. Strength of joints in spatial reinforced concrete frames of high rise buildings under actions beyond design basis. *Building and Reconstruction*. 2011; 5(37):21-32. EDN OIRNVV. (rus.).
15. Trekin N.N., Sarkisov D.Yu., Krylov V.V., Yvstafieva E.B., Andrian K.R. Strength of monolithic reinforced concrete slabs for punching under static and dynamic loading. *Building and Reconstruction*. 2022; 5(103):67-79. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-103-5-67-79. EDN HCBULC. (rus.).
16. Micallef K., Sagaseta J., Ruiz M.F., Muttoni A. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading. *International Journal of Impact Engineering*. 2014; 71:17-33. DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2014.04.003
17. Ulaeto N. Numerical modelling of symmetric and asymmetric punching and post-punching shear responses of RC flat slabs. *11th European LS-DYNA Conference 2017*. 2017.
18. Melo G., Regan P.E. Post-punching resistance of connections between flat slabs and interior columns.

Magazine of Concrete Research. 1998; 50(4):319-327. DOI: 10.1680/mac.1998.50.4.319

19. Fernández Ruiz M., Mirzaei Y., Muttoni A. Post-punching behavior of flat slabs. *ACI Structural Journal*. 2013; 110(5). DOI: 10.14359/51685833

20. Tamrazyan A.G. Conceptual approaches to robustness assessment of building structures, buildings and facilities. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 3(3):62-74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74. EDN IKRNWX. (rus.).

21. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability. *Magazine of Civil Engineering*. 2018; 4(80):73-80. DOI: 10.18720/MCE.80.7. EDN XYLDTF.

22. Lubliner J., Oliver J., Oller S., Onate E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal*

of Solids and Structures. 1989; 25(3):299-326. DOI: 10.1016/0020-7683(89)90050-4

23. Rasoul Z.M.R.A., Mtaher H.M.A. Accuracy of concrete strength prediction behavior in simulating punching shear behavior of flat slab using finite element approach in Abaqus. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. 2019; 7(4):1933. DOI: 10.21533/pen.v7i4.943

24. Genikomsou A.S., Polak M.A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. *Engineering Structures*. 2015; 98:38-48. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.04.016

25. Alekseytsev A.V., Antonov M.D. Dynamics of reinforced concrete non-beam frames in case of damage to slabs punching. *Building and Reconstruction*. 2021; 4(96):23-34. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-96-4-23-34. EDN UJXFML. (rus.).

Received February 13, 2024.

Adopted in revised form on February 15, 2024.

Approved for publication on May 31, 2024.

B I O N O T E S: **Anatoly V. Alekseytsev** — Doctor of Technical Sciences, 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; SPIN-code: 3035-5571, Scopus: 57191530761, ResearcherID: I-3663-2017, ORCID: 0000-0002-4765-5819; aalexw@mail.ru;

Mikhail D. Antonov — postgraduate student 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; SPIN-code: 6327-7406, ID RSCI: 1101963; mishany96969@mail.ru.

Contribution of the authors:

Anatoly V. Alekseytsev — preparing a conception of investigation, making a method of investigation, scientific editing, making conclusion.

Mikhail D. Antonov — analyzing research material, experimental testing; processing the results, creating and analyzing of FE models, preparing a text, making conclusion.

The authors declare that they have no conflicts of interest.