УДК: 69.07
DOI: 10.48612/NewsKSUAE/72.6
EDN: FCVVRE

Деформирование железобетонных сборно-монолитных элементов рамных каркасов в особой расчетной ситуации

В.И. Колчунов[1], С.Ю.Савин[1], П.А. Кайдас[1]
[1] Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Российская Федерация

Аннотация: *Постановка задачи.* Сборно-монолитные конструктивные системы обладают более высокими показателями сопротивления аварийным воздействиям, чем чисто сборные решения. Деформирование и распределение усилий в таких конструкциях обладает спецификой, обусловленной сосредоточенными сдвигами по шву контакта сборной и монолитной части сечения. Однако вопросы учета влияния швов контакта составного сечения на деформирование конструкций в запредельных состояниях в результате реализации особой расчетной ситуации остаются мало исследованными. Цель работы состояла в исследовании влияния конструктивных особенностей сборно-монолитных железобетонных многоэтажных каркасов зданий на их деформирование в запредельных состояниях, вызванных аварийными воздействиями. Задачами исследования являлись: разработка методики численного моделирования сборно-монолитных железобетонных конструкций в условиях аварийных воздействий; определение напряженно деформированного состояния элементов таких каркасов в особой расчетной ситуации с использованием предложенной методики; сопоставление полученных результатов с данными экспериментальных исследований; оценка динамических догружений сборно-монолитных конструкций рам в особой расчетной ситуации.
Результаты. Предложена и проверена на фоне опытных данных методика численного моделирования, позволяющая учесть деформативность элементов составного сечения при образовании в них нормальных и продольных трещин по шву контакта. Приводятся результаты параметрического исследования влияния конструктивных особенностей шва контакта: соотношения прочности бетонов сборной и монолитной части сечения, шага стержней поперечного армирования, - на деформативность элементов каркасов и диссипацию энергии.
Выводы. Показано, что по мере увеличения нагрузки с 0,2 до 0,6 от эксплуатационной снижается величина динамического догружения в среднем с 1,8 до 1,6.

Ключевые слова: железобетон, сборно-монолитный каркас, шов контакта, особая расчетная ситуация, энергетический баланс

Для цитирования: Колчунов В.И., Савин С.Ю., Кайдас П.А. Деформирование железобетонных сборно-монолитных элементов рамных каркасов в особой расчетной ситуации // Известия КГАСУ, 2025, № 2(72), с. 65-76, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/72.6, EDN: FCVVRE

Deformation of precast monolithic reinforced concrete elements of frames in a special design situation

V.I. Kolchunov[1], S.Yu. Savin[1], P.A. Kaydas[1]
[1] National Research Moscow State University of Civil Engineering,
Moscow, Russian Federation

Abstract: *Problem statement.* Precast monolithic structural systems have higher resistance to accidental impacts than purely precast solutions. The deformation and force distribution in such structures is specific due to the concentrated shears at the contact joint of the precast and monolithic part of the section. However, the issues of taking into account the influence of the contact joints of the composite section on the deformation of structures in limit states as a result of realisation of a special design situation remain poorly investigated. The aim of the study was to investigate the influence of structural features of precast monolithic reinforced concrete multi-storey building frames on their deformation in the limit states caused by emergency impacts. The objectives of the study were to develop a methodology for numerical modelling of precast monolithic reinforced concrete structures under emergency conditions; to determine the stress-strain state of the elements of such frames in a special design situation using the proposed methodology; to compare the obtained results with the data of experimental studies; to assess the dynamic overloading of precast monolithic frame structures in a special design situation.
Results. A numerical modelling technique is proposed and verified on the background of experimental data, which makes it possible to take into account the deformability of composite section elements at the formation of normal and longitudinal cracks in them along the contact joint. The results of the parametric study of the influence of the structural features of the contact joint are presented: the ratio of the strength of concrete of the precast and monolithic part of the section, the pitch of the transverse reinforcement bars, on the deformability of the frame elements and energy dissipation.
Conclusions. It is shown that as the load increases from 0.2 to 0.6 of the operational load, the value of dynamic overloading decreases on average from 1.8 to 1.6.

Keywords: reinforced concrete, precast-monolithic frame, contact joint, special design situation, energy balance

For citation: Kolchunov V.I., Savin S.Yu., Kaydas P.A. Deformation of precast monolithic reinforced concrete elements of frames in a special design situation // News of KSUAE, 2025, № 2(72), p. 65-76, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/72.6, EDN: FCVVRE

1. Введение

В современном гражданском строительстве в качестве несущих систем зданий находят широкое применение сборно-монолитные железобетонные каркасы. В последние годы были предложены новые конструктивные решения таких несущих систем из индустриальных U-и L-образных панельно-рамных элементов [1–3]. Использование таких конструктивных решений имеет ряд преимуществ перед монолитными конструкциями, среди которых снижение сроков и затрат на возведение сооружений, более качественное уплотнение бетонной смеси в заводских условиях, применение температурно-влажностной обработки, возможность более рационального решения теплозащиты наружного контура здания при применении таких конструкций, всесторонний мониторинг качества готовой продукции, удобство демонтажа и замены конструкций. Однако проектирование и эксплуатация сборно-монолитных конструктивных систем зданий повышенной этажности связано с необходимостью обеспечения их механической безопасности как при действии эксплуатационных нагрузок, так и при аварийных воздействиях, вызванных отказом одного из несущих элементов или связей, что требует проведения более глубоких исследований.

Несмотря на достигнутые успехи в исследовании отдельных несущих элементов, узлов и фрагментов сборно-монолитных конструктивных при аварийных воздействиях,

остаются мало исследованными вопросы влияния швов контакта составного сечения на деформирование конструкций в запредельных состояниях. Всё чаще в сборно-монолитных конструкциях нового поколения находит применение комбинация обычного бетона с высокопрочным бетоном, фибробетоном или полимербетоном [4–6]. Известны конструктивные решения, в которых железобетон усиливается внешним армированием из углепластика для улучшения характеристик сопротивления при динамических и циклических нагрузках [7–9]. В связи с этим учет структуры сечения и параметров деформирования двух и трехкомпонентного материала в элементах конструктивной системы становится важным условием при оценке ее сопротивления при статико-динамическом нагружении и параметров живучести в предельных и запредельных состояниях. Моделирование работы составных конструкций преимущественно выполняется с использованием метода конечных элементов [10–12]. При этом основную сложность составляет моделирование так называемого холодного шва бетонирования и образуемой при этом межсредовой зоны контакта между слоями сборно-монолитной конструкции. Параметры деформативности шва контакта определяют распределение напряжений и деформаций по высоте сечения и по длине несущего элемента. Соответственно, это оказывает влияние на характер трещинообразования и разрушения составных конструкций в предельных и запредельных состояниях. В ряде исследований, например, [10] игнорируется податливость шва контакта с учетом наличия часто установленных стержней поперечной арматуры, пересекающей шов. В работах [13,14] представлена модель стержневого элемента составного сечения, построенная на основе теории А.Р. Ржаницына [15], однако она в этих исследованиях она была применена при оценке предельных состояний первой и второй группы и не распространялась на условия особой расчетной ситуации.

Цель данной работы состоит в исследовании влияния конструктивных особенностей сборно-монолитных железобетонных многоэтажных каркасов зданий на их деформирование в запредельных состояниях, вызванных аварийными воздействиями. Задачами исследования являются: разработка методики численного моделирования сборно-монолитных железобетонных конструкций в условиях аварийных воздействий; определение напряженно деформированного состояния элементов таких каркасов в особой расчетной ситуации с использованием предложенной методики; сопоставление полученных результатов с данными экспериментальных исследований; оценка динамических догружений сборно-монолитных конструкций рам в особой расчетной ситуации.

2. Материалы и методы

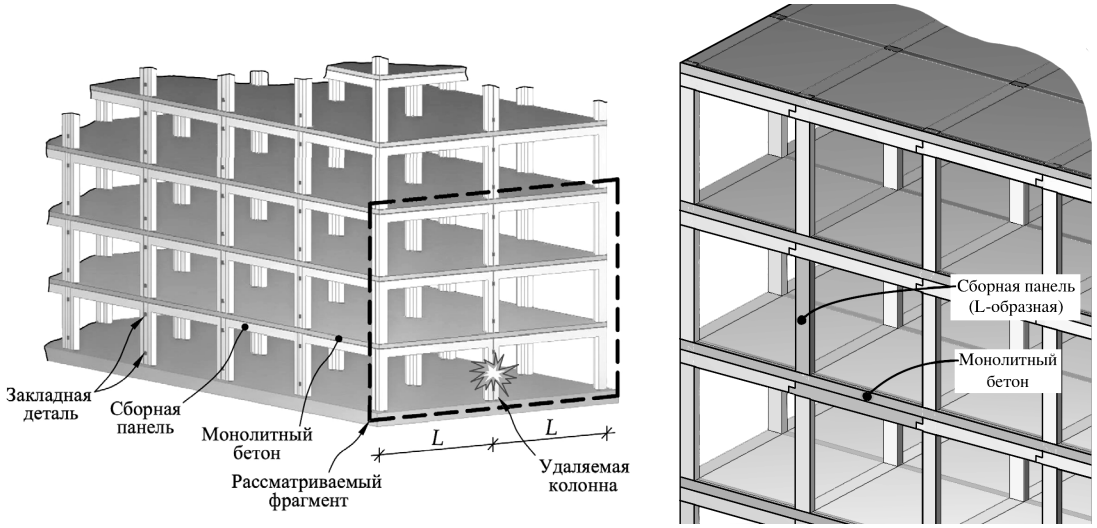
2.1. Анализ динамических догружений конструктивной системы в запредельном состоянии с использованием положений энергетического баланса

Рассматривается фрагмент железобетонного каркаса здания, представленный на Рис.1, в зоне возможного локального разрушения. Полагая, что ригели перекрытий и покрытия обладают одинаковой жесткостью и схемой армирования, проверяемая зона возможного локального разрушения ограничена областью в пределах одного пролета в каждом направлении от удаляемого из расчетной схемы несущего элемента. В несущих элементах внутри рассматриваемой зоны возникают наибольшие усилия и деформации, поэтому анализ сопротивления конструктивной системы распространению вторичных разрушений оправдано ограничивать именно этой областью.

Рассмотрим консервативный случай внезапной потери несущей способности одним из элементов железобетонного каркаса здания. В этом случае динамическое воздействие на конструкции ригелей над местом утраченной опоры должно удовлетворять неравенству:

$$M_{d,n-1} \le 2 \cdot M_{s,n-1} - M_{s,n}, \quad (1)$$

где $M_{d,n-1}$ – статический эквивалент динамического изгибающего момента в опорном сечении, $M_{s,n-1}$ – изгибающий момент от статической нагрузки в конструкции в поврежденной конструктивной системе (вторичная расчетная схема), $M_{s,n}$ – изгибающий момент от статической нагрузки в конструкции в исходной конструктивной системе (первичная расчетная схема).



а) б)

Рис. 1. Вид фрагмента сборно-монолитной конструктивной системы в зоне возможного локального разрушения: а) из П-образных элементов; б) из U- и L-образных элементов (иллюстрация авторов)
Fig. 1. General view of the frame structure in the area of possible localized collapse: a) made of П-shaped panel-frames; b) made of U- or L-shaped panel-frames (illustration by the authors)

Для упругой системы неравенство (1) обращается в равенство и статический эквивалент динамического воздействия на вторичную расчетную схему сооружения может быть определен на основе статического расчета с коэффициентом динамичности K_d = 2. Однако в железобетонных конструкциях каркасов зданий происходят потери энергии воздействия в результате развития пластических деформаций, а также происходит упрочнение материалов в результате их вязко-упругопластической работы при высокоскоростном нагружении. В этом случае статический эквивалент динамического воздействия может быть определен на энергетической основе с использованием полных диаграмм деформирования конструктивных элементов несущей системы (Рис.2).

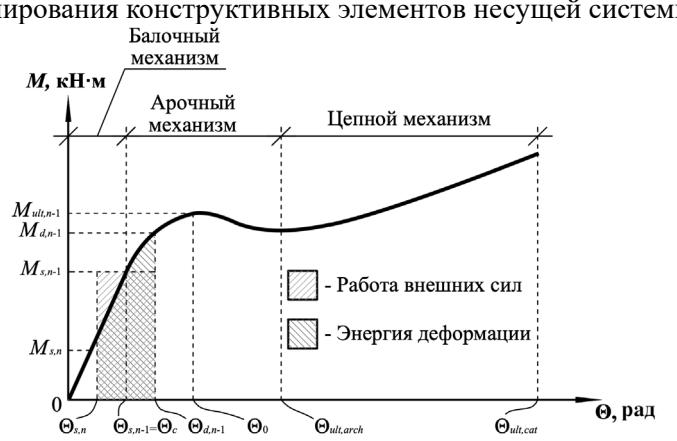


Рис. 2. График зависимости «изгибающий момент – угол поворота» для оценки сопротивления ригеля рамы к разрушению на основе положений энергетического баланса (иллюстрация авторов)
Fig. 2. Diagram “Bending moment vs. Rotation” for estimating frame beam failure resistance based on energy balance relations (illustration by the authors)

При деформировании ригеля в результате внезапного изменения расчетной схемы момент $M_{s,n-1}$ совершает работу:

$$U = M_{s,n-1} \cdot (\Theta_{d,n-1} - \Theta_{s,n}). \quad (2)$$

На этом же перемещении полная энергия деформации конструктивного элемента составит:

$$W = \int_{\Theta_{s,n}}^{\Theta_{d,n-1}} M(\Theta) d\Theta. \quad (3)$$

Из условия равенства работы внешней силы и энергии деформации $U = W$ получим уравнение относительно динамического прогиба ригеля над местом начального локального разрушения:

$$\Theta_{d,n-1} = \int_{\Theta_{s,n}}^{\Theta_{d,n-1}} \frac{M(\Theta)}{M_{s,n-1}} d\Theta + \Theta_{s,n}. \quad (4)$$

Полагая, что функция $M(\Theta)$ может быть с необходимой точностью аппроксимирована полиномиальной зависимостью вида:

$$M(\Theta) = \sum_{i=1}^{n} (a_i \cdot \Theta^{i-1}), \quad (5)$$

Получим:

$$\Theta_{d,n-1} = \frac{1}{M_{s,n-1}} \cdot \sum_{i=1}^{n} \left[a_i \big/ i \; (\Theta^i_{d,n-1} - \Theta^i_{s,n}) \right] + \Theta_{s,n}. \quad (6)$$

Уравнение (6) решается численным методом, в качестве начального приближения принимается $\Theta_{d,n-1} = \Theta_{s,n}$.

Максимальное значение динамического воздействия находится из следующих условий:

$$\begin{cases} M_{d,n-1} = M(\Theta_{d,n-1}), & \text{если} \quad \Theta_{d,n-1} \le \Theta_0; \\ M_{d,n-1} = M_{ult,arch}, & \text{если} \quad \Theta_{d,n-1} > \Theta_0, \end{cases} \quad (7)$$

где Θ_0 – угол поворота при максимальном моменте $M_{ult,arch}$, воспринимаемом конструкцией ригеля за счет арочного механизма сопротивления после образования трещин в растянутой зоне.

Условие сохранения резервов сопротивления конструктивного элемента разрушению при рассматриваемом статико-динамическом воздействии может быть записано в виде:

$$\Theta_{d,n-1} \le \Theta_{ult}, \quad (8)$$

где Θ_{ult} – предельно допустимый угол поворота конструкции ригеля, определяемый критериями особого предельного состояния.

2.2. Методика моделирования железобетонных элементов составного сечения

Отклик конструктивной системы здания (Рис. 1) с несущими элементами составного сечения на действие эксплуатационных нагрузок и аварийные воздействия в значительной степени определяется податливостью шва контакта между сборной и монолитной частями ригелей. При малых значениях внешних нагрузок на ригели они ведут себя как элементы сплошного сечения. Это означает, что гипотеза плоских сечений выполняется для всего сечения, включая сборную и монолитную части. Однако по мере увеличения нагрузки и усилий, действующих в монолитной и сборной частях сечения, в шве контакта между сборной и монолитной частями ригеля могут образоваться продольные трещины. В этом случае гипотеза плоских сечений выполняется для каждой из частей (монолитной и сборной) по отдельности.

Приведенная сдвиговая жесткость шва контакта в элементе составного сечения (Рис.3) определяется из выражения (9):

$$G_0 = \frac{T}{S_w t_r} + \frac{G t_r}{t_0} k_{fric}, \quad (9)$$

где t_r – ширина шва контакта; t_0 – длина зоны отрыва или смятия бетона, принимаемая равной двум диаметрам d поперечной арматуры; G – модуль сдвига бетона в межсредовой зоне контакта; k_{fric} – коэффициент, учитывающий влияние силы трения между монолитным и сборным бетонами по берегам продольной трещины между монолитным и сборным бетонами. При отсутствии продольных трещин принимается $k_{fric} = 1$, при образовании продольных трещин принимается $k_{fric} \in (0, 1)$, определяемый на основе эмпирических данных или рекомендаций [16]. В данном исследовании для элементов с продольными трещинами в запас несущей способности принято $k_{fric} = 0$.

В зависимости от наличия или отсутствия продольной трещины коэффициент сдвиговой жесткости *b* определяется из выражения (10):

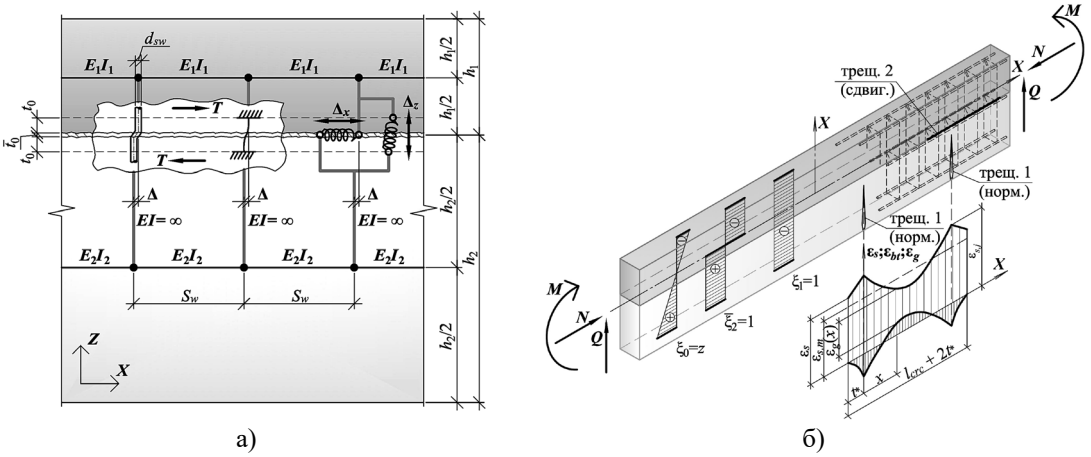
$$b = \left(\frac{12 \cdot E_s \cdot I_{sw}}{S_w \cdot t_r \cdot \left(2t_0 + \overline{t}_0\right)^3} + \frac{G \cdot t_r}{\overline{t}_0} k_{fric} \right) \cdot (\overline{\xi}_2^{\,н} - \overline{\xi}_2^{\,в})^2; \quad (10)$$

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

Соответственно величина сдвига Δ может быть определена для элемента без трещин по формуле (11) и для элемента с трещинами по формуле (12) соответственно.

$$\Delta = \frac{\left(G_s S_w t_r - \frac{G S_w t_r^2}{\overline{t}_0} k_{fric} \right) \left(2t_0 + \overline{t}_0\right)^3}{12 E I_{sw}}; \quad (11)$$

$$\Delta = \frac{G_s S_w t_r \left(2t_0 + \overline{t}_0\right)^3}{12 E I_{sw}}. \quad (12)$$

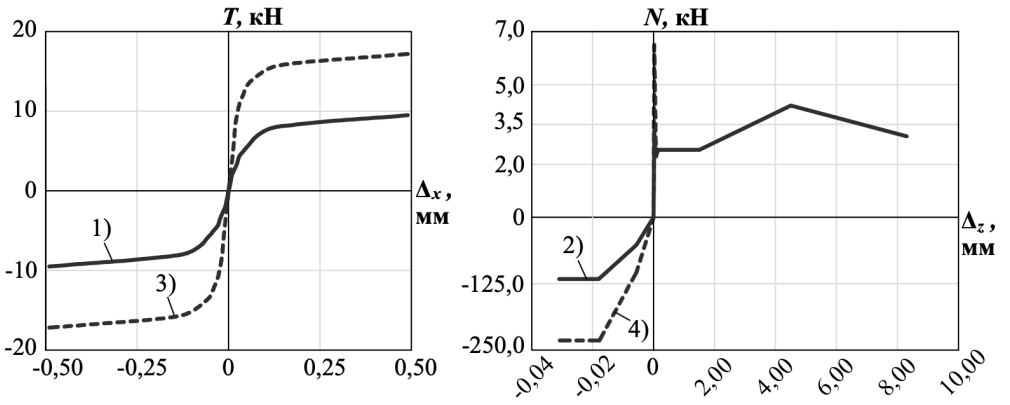


а) б)

Рис. 3. К моделированию работы шва контакта: а) модель элементарного участка шва; б) схема работы изгибаемого элемента составного сечения: трещ. 1 – нормальные трещины в зоне максимальных изгибающих моментов; трещ. 2 – продольные сдвиговые трещины в зоне контакта между элементами составного сечения (иллюстрация авторов)

Fig. 3. Modelling of contact joint performance: a) elementary portion of the contact joint; b) scheme of the performance of a bending element of a composite section; crack 1 – normal cracks in the zone of maximum bending moments; crack 2 – longitudinal shear cracks in the contact zone between the elements of the composite section (illustration by the authors)

Для моделирования контактного стыка бетонов сборной и монолитной частей ригеля в программном комплексе ЛИРА САПР была разработана методика, основывающаяся на положениях, проиллюстрированных Рис. 3а. Сущность ее заключается в следующем.Составной стержневой элемент разбивается на участки в соответствии с шагом стержней поперечной арматуры. Далее контактная зона моделируется специальными конечными элементами неупругих связей по направлению *Z* (платформенная жесткость) и *X* (сдвиговая жесткость). КЭ контактной зоны шва объединяются с стержневыми конечными элементами составного ригеля при помощи абсолютно жестких тел, реализующих гипотезу о ненадавливании слоев в модели. Нормальные и нагельные силы в стержнях поперечной арматуры, пересекающей шов контакта, определяются как вертикальные и горизонтальные реакции в специальных двухузловых конечных элементах нелинейных связей (КЭ 295). При этом прочность и жесткость шва контакта учитывается в численном моделировании с использованием нелинейных диаграмм деформирования, назначаемых в данной работе на основе эмпирических данных [1,17]. На Рис. 4 приведен общий вид диаграмм работы контактного шва при сдвиге и при надавливании слоев составной конструкции. Для работы шва контакта характерна нелинейность, связанная с образованием трещин. После достижения предельных деформаций шов контакта полностью выключается из работы.



а) б)

Рис. 4. Диаграммы работы шва контакта: а) – в направлении *X* (работа шва контакта на сдвиг); б) в направлении *Z* (надавливание слоев); 1), 2) – диаграммы работы стыка при шаге арматурных хомутов S_w=100 мм, соответствующему шагу разбиения на узлы КЭ; 3), 4) – то же, при шаге S_w=50 мм (иллюстрация авторов)

Fig. 4. Diagram of the contact joint performance: a) –*X* direction (shear); b) *Z* direction (pressing layers); 1), 2) – diagrams of joint operation at the pitch of reinforcement stirrups S_w=100 mm, corresponding to the pitch of partitioning into FE nodes; 3), 4) – the same, at the pitch S_w=50 mm (illustration by the authors)

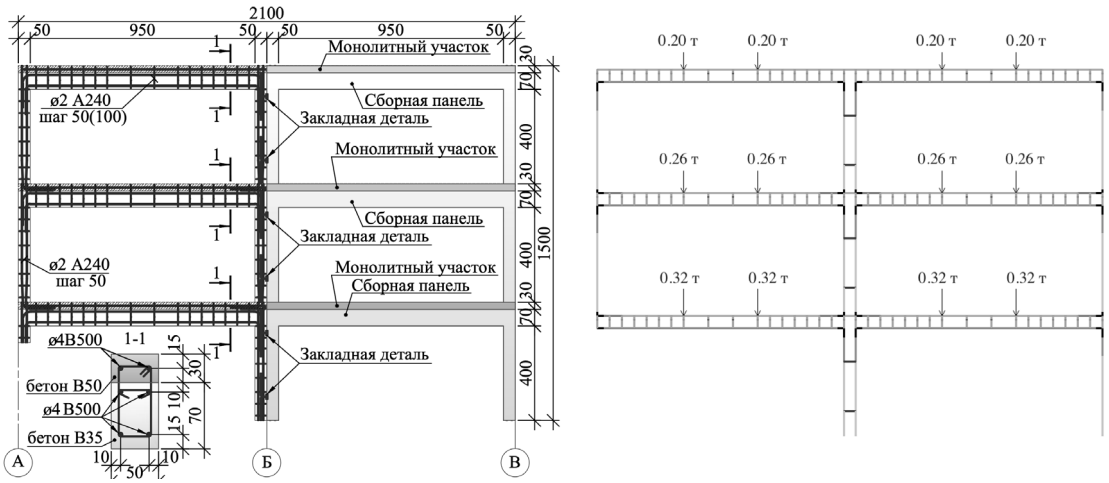
3. Результаты и обсуждение

В рамках параметрического исследования была создана численная модель сборно-монолитной рамы в программном комплексе. Все геометрические и физико-механические характеристики этой рамы соответствовали экспериментальному образцу [1]. Исследования проводились при двух сценариях начального локального разрушения: сценарий 1 – вынужденное удаление крайней стойки панели-рамы, сценарий 2 – вынужденное удаление стойки (колонны) среднего или крайнего ряда. Геометрические размеры и схема армирования экспериментального образца, и общий вид конечно-элементной модели для сценария 1 изображены на Рис. 5.

Было выполнено численное моделирование железобетонных рам со сборно-монолитными элементами следующего конструктивного исполнения:

- Рама 1 – бетон монолитной части В50, бетон сборной части В35 (далее – В50/В35);
- Рама 2 – бетон монолитной части В35, бетон сборной части В50 (далее – В35/В50);
- Рама 3 – бетон как монолитной части, так и сборной – В35 (далее – В35/В35);
- Рама 4 – рама, выполненная из монолитного железобетона класса В35 (далее – В35(мон.)).

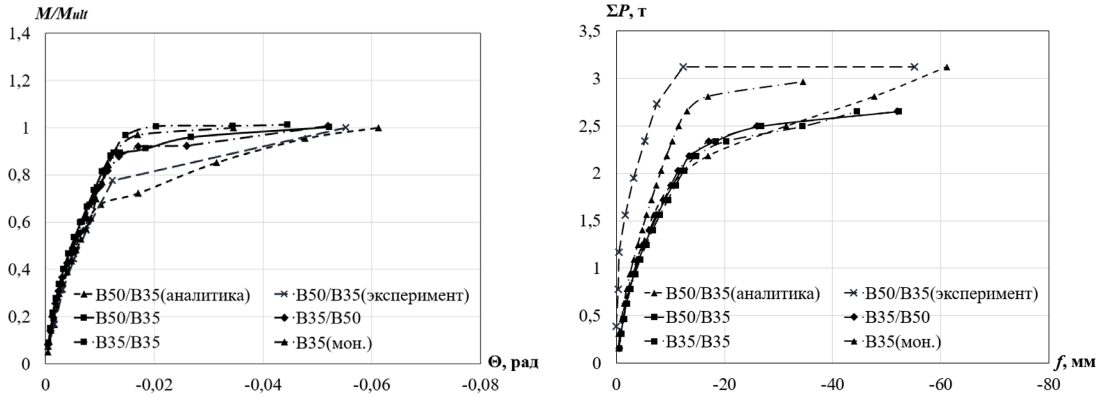
Армирование рам всех вариантов конструктивного исполнения выполнено одинаково и проиллюстрировано Рис. 5. Для рамы В50/В35 выполнено сопоставление данных с аналитическим исследованием, произведенным согласно методике вариационного метода [1]. Результаты моделирования в виде зависимостей относительных изгибающих моментов от угла поворота в опорном сечении, а также зависимости вертикального перемещения узла над удаляемым элементом от обобщенной нагрузки на раму для всех конструктивных исполнений железобетонных рам при сценарии начального локального разрушения, связанного с вынужденным удалением угловой стойки (колонны), приведены на Рис. 6.



а) б)

Рис. 5. Железобетонная рама с элементами составного сечения: а) размеры и схемы схема армирования; б) конечно-элементная модель (иллюстрация авторов)

Fig. 5. Reinforced concrete frame with composite section elements: a) dimensions and reinforcement scheme of the frame; b) general view of the finite element model (illustration by the authors)



а) б)

Рис.6. а) График зависимости относительных изгибающих моментов от углов поворота в опорных сечениях сборно-монолитных ригелей в особой расчетной ситуации; б) график зависимости вертикального перемещения узла над удаляемым элементом от обобщенной нагрузки на раму (иллюстрации авторов)

Fig. 6. a) Graph of the dependence of relative bending moments on rotation angles in support sections of precast monolithic beams in a special design situation; b) graph of the dependence of the vertical displacement of the node above the removed element on the generalized load on the frame (illustrations by the authors)

В результате численного моделирования было установлено, что наибольшие касательные напряжения τ, а соответственно и сдвиговые усилия *T*, перед разрушением сосредотачиваются не в ригеле, расположенном, непосредственно в зоне локального разрушения, а в ригеле, на следующем, верхнем этаже. Наименьшие же напряжения сосредоточены в ригеле, на последнем, 3-ем этаже. Эта закономерность соблюдается для всех 3-х вариантов конструктивного исполнения рам (Рис. 7) и обусловлена работой ригеля в арочной стадии и различием в направлении главных векторов усилий в двух составных частях приопорного сечения сборно-монолитного ригеля после аварийного воздействия.

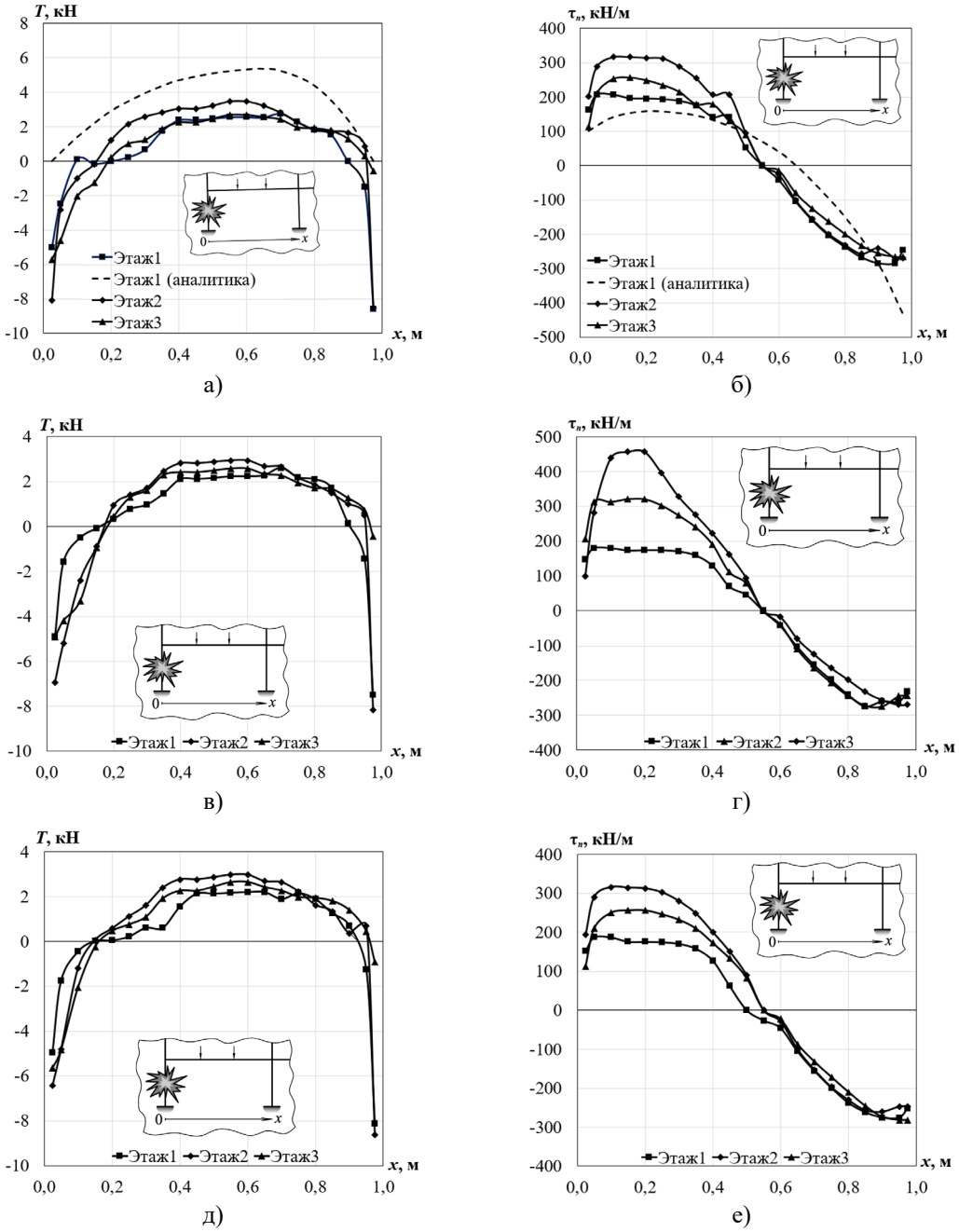


Рис. 7. Распределение сдвиговой силы T по длине сборно-монолитного ригеля в зоне локального разрушения: а) сборный бетон В50 / монолитный бетон В35, в) сборный бетон В35 / монолитный бетон В35, д) сборный бетон В35 / монолитный бетон В50; распределение погонных касательных напряжений τ_n по длине сборно-монолитного ригеля в зоне локального разрушения: б) сборный бетон В50 / монолитный бетон В35, г) сборный бетон В35 / монолитный бетон В35, е) сборный бетон В35 / монолитный бетон В50 (иллюстрация авторов)

Fig. 7. Distribution of shear force T along the length of the precast monolithic beam in the local failure zone: a) precast concrete B50 / monolithic concrete B35, c) precast concrete B35 / monolithic concrete B35, d) precast concrete B35 / monolithic concrete B50; distribution of linear shear stresses τ_n along the length of the precast monolithic beam in the local failure zone: b) precast concrete B50 / monolithic concrete B35, e) precast concrete B35 / monolithic concrete B35, f) precast concrete B35 / monolithic concrete B50 (illustration by the authors)

На основе положений энергетического баланса с использованиемполных диаграмм деформирования сборно-монолитных ригелей железобетонных рам различного конструктивного исполнения (Рис. 8) была выполнена оценка их динамических догружений в особой расчетной ситуации в зависимости от уровня действующих усилий от эксплуатационной нагрузки (M/M_{ult}).

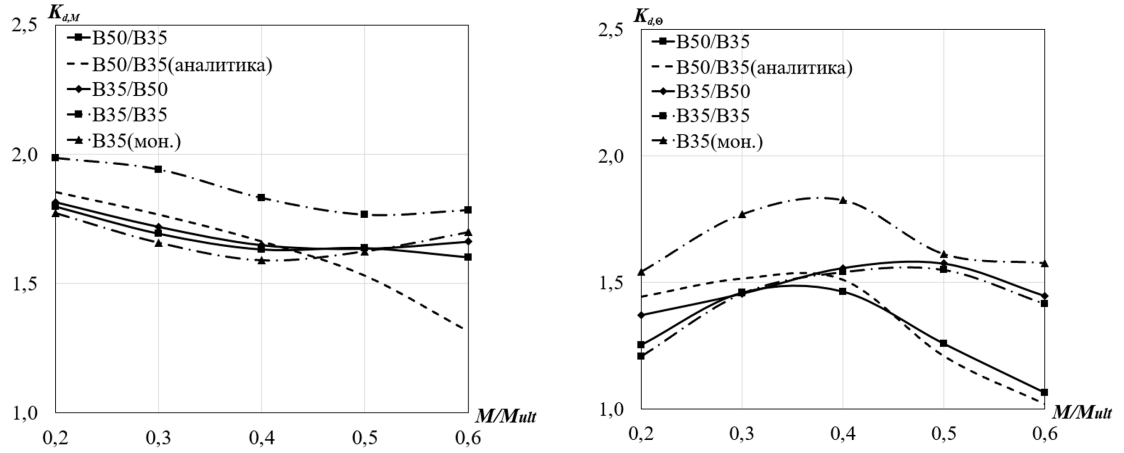


Рис. 8. Значения коэффициента динамичности от уровня усилий M/M_{ult} от эксплуатационной нагрузки: а) коэффициент динамичности K_dпо усилиям; б) коэффициент динамичности K_dпо деформациям (иллюстрация авторов)

Fig. 8. Dynamic amplification factor K_d at various levels of forces M/M_{ult} from operational load: a) K_d by load; b) K_d by deformations (illustration by the authors)

Из Рис. 8 видно, что при внезапном вынужденном удалении угловой колонны коэффициенты динамичности по усилиям и по деформациям практически не зависят от соотношения прочности бетонов сборной и монолитной части сечения ригелей железобетонной рамы. Коэффициенты динамичности по усилиям снизились на 12,5 % с 1,8 при уровне эксплуатационной нагрузки, соответствующей M/M_{ult}=0,2, до 1,6 при M/M_{ult}=0,6. Для коэффициента динамичности по деформациям наблюдался экстремум при уровне эксплуатационной нагрузки M/M_{ult}=0,35…0,5, что может быть объяснено переходом конструкции рамы в зоне возможного локального разрушения к сопротивлению по арочной схеме.

4. Заключение

Выполнено исследование переходных процессов деформирования железобетонных сборно-монолитных каркасов зданий из индустриальных панельно-рамных элементов в аварийной расчетной ситуации, вызванной внезапной потерей несущей способности колонны от неустановленного воздействия или вследствие накопления критического уровня средовых повреждений. Предложена и проверена на фоне опытных данных методика численного моделирования, позволяющая учесть деформативность элементов составного сечения при образовании в них нормальных и продольных трещин по шву контакта. Приводятся результаты параметрического исследования влияния конструктивных особенностей шва контакта: соотношения прочности бетонов сборной и монолитной части сечения, шага стержней поперечного армирования, – на деформативность элементов каркасов и диссипацию энергии. Показано, что по мере увеличения нагрузки с 0,2 до 0,6 от эксплуатационной снижается величина динамического догружения в среднем с 1,8 до 1,6.

Благодарности

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24-49-10010, https://rscf.ru//project/24-49-10010/

This work was supported by the Russian Science Foundation grant No. 24-49-10010, https://rscf.ru//project/24-49-10010/

Список литературы / References

1. Kolchunov V. I. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // Buildings. 2024. Vol. 14(6), No. 1776.
2. Федорова Н.В. Конструктивная система быстровозводимого здания из индустриальных панельно-рамных элементов // Строительство и реконструкция. 2023. № 3(107). С. 70–81.

Fedorova N.V. Building structural system made of industrial frame-panel elements // Building and reconstruction. 2023. Vol. 3(107). P. 70–81.
3. Савин С.Ю. Анализ живучести сборно-монолитных каркасов многоэтажных зданий из железобетонных панельно-рамных элементов при аварийных воздействиях, вызванных потерей устойчивости одной из колонн // Жилищное строительство. 2018. № 12. С. 3–7.
Savin S.Yu. Survivability analysis of reinforced concrete frameworks of multi-storey buildings made of frame-panel elements using combination of prefabricated and monolithic concrete in case of accidental impacts caused by loss of stability of one of the columns // Building and reconstruction. 2018. Vol. 12. P. 3–7.
4. Sharaky I.A. Minimizing the crumb rubber effects on the flexural behaviour of the layered RC beams cast using rubberized concrete with or without recycled tire steel fibers // Constr Build Mater. 2023. Vol. 400. P. 132503.
5. Abbas Y.M., Khan M.I. Behavioral response of reinforced concrete beams with ultra-ductile fiber-reinforced cementitious composite layers – Experiments, models and reinforcement limits // Journal of Building Engineering. 2023. Vol. 77. P. 107475.
6. Dung DO T.M., Khai LAM T.Q. Cracks in single-layer and multi-layer concrete beams // Transportation Research Procedia. 2022. Vol. 63. P. 2589–2600.
7. Slaitas J. Universal Bond Models of FRP Reinforcements Externally Bonded and Near-Surface Mounted to RC Elements in Bending // Materials. 2024. Vol. 17, No. 2. P. 493.
8. Armonico A. Experimental Study on the Effect of Steel Reinforcement Ration on the Cracking Behaviour of FRP-Strengthened RC Elements // Buildings. 2024. Vol. 14, No. 4. P. 950.
9. Granata M.F. Seismic Retrofit of Concrete Buildings Damaged by Corrosion: A Case Study in Southern Italy // Buildings. 2024. Vol. 14, No. 4. P. 1064.
10. Tho V.D. Model of stress-strain state of three-layered reinforced concrete structure by the finite element methods // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2022. Vol. 18, No. 2. P. 62–73.
11. Butean C., Heghes B. Flexure Behavior of a Two Layer Reinforced Concrete Beam // Procedia Manuf. 2020. Vol. 46. P. 110–115.
12. Luu X.-B. Finite element modelling of reinforced concrete beam strengthening using ultra-high-performance fiber-reinforced shotcrete combined with reinforcing bars // Structures. 2024. Vol. 60. P. 105794.
13. Kolchunov V.I., Dem'yanov A.I. The modeling method of discrete cracks and rigidity in reinforced concrete // Magazine of Civil Engineering. St-Petersburg State Polytechnical University, 2019. Vol. 88, No. 4. P. 60–69.
14. Kolchunov V.I., Dem'yanov A.I. The modeling method of discrete cracks in reinforced concrete under the torsion with bending // Magazine of Civil Engineering. St-Petersburg State Polytechnical University, 2018. Vol. 81, No. 5. P. 160–173.
15. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки // Москва: Стройиздат. 1986. 316 С.
Rzhanitsyn A.R. Built-up bars and plates. Moscow: Stroyizdat, 1986. 316 p.
16. Fib Model Code for Concrete Structures (2020) // Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2024. 780 P.
17. Колчин Я.Е. Экспериментальные исследования, по определению приведенной жесткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 2(223). С.62–67.
Kolchin Ya.E. Experimental studies to determine the reduced shear stiffness in reinforced concrete elements of composite cross-section // Structural mechanics and calculation of structures. 2009. Vol. 2(223). P. 62–67.

Информация об авторах

Колчунов Виталий Иванович, академик РААСН, доктор технических наук, профессор, НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация
Email: asiorel@mail.ru, ORCID: 0000-0001-5290-3429
Савин Сергей Юрьевич, кандидат технических наук, доцент, НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация
Email: suwin@yandex.ru, ORCID ID: 0000-0002-6697-3388

Кайдас Павел Анатольевич, НИУ МГСУ, Москва, Российская Федерация
Email: pavelkds@yandex.ru, ORCID: 0000-0002-7169-2652

Information about the authors

Vitaly I. Kolchunov, Academician of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation
Email: asiorel@mail.ru, ORCID: 0000-0001-5290-3429
Sergey Yu. Savin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation
Email: suwin@yandex.ru, ORCID: 0000-0002-6697-3388
Pavel A. Kaydas, National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russian Federation
Email: pavelkds@yandex.ru, ORCID ID: 0000-0002-7169-2652

Дата поступления: 11.04.2025 *Дата принятия: 10.06.2025*