

С.Ю. САВИН<sup>1</sup>, А.А. ЛИЗОГУБ<sup>2</sup><sup>1</sup>ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,  
г. Москва, Россия<sup>2</sup>Брестский государственный технический университет, г. Брест, Республика Беларусь

## **ДЕФОРМИРОВАНИЕ ПРИОПОРНЫХ ЗОН РИГЕЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМНЫХ КАРКАСОВ В ЗАПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ**

**Аннотация:** В современных условиях возрастает риск аварийных воздействий на здания, что делает традиционные стратегии проектирования, основанные на исключении таких воздействий или проектировании ключевых элементов, недостаточно эффективными и экономически неоправданными. Наиболее перспективным подходом является обеспечение живучести конструкций путем ограничения масштабов обрушения после начального локального разрушения. Целью исследования является разработка расчетной модели сопротивления приопорного участка ригеля железобетонного рамного каркаса здания при многоуровневом деформировании в предельном состоянии, возникающем в результате аварийной ситуации. Приводится обоснование выбора физической модели сопротивления в виде конструктивного узла с приопорными участками ригелей и колонн. Разработана расчетная модель сопротивления приопорных участков ригелей железобетонного рамного каркаса здания при многоуровневом деформировании в предельном состоянии, возникающем в результате аварийной ситуации. Получены аналитические выражения для характерных точек диаграммы «Момент – угол поворота в пластическом шарнире» при работе конструкций перекрытия над местом начального локального разрушения по изгибной и арочной схемам, а также диаграммы «Продольная сила – удлинение» при работе по цепной схеме. Предложенный подход позволяет оценить несущую способность железобетонных каркасов в предельных состояниях, возникающих после аварийного воздействия. Полученные результаты могут быть использованы для практического расчета и проектирования конструкций, направленного на повышение их живучести.

**Ключевые слова:** живучесть, прогрессирующее обрушение, арочная стадия, цепная стадия, железобетон, каркас, узел

S.Y. SAVIN<sup>1</sup>, A.A. LIZAHUB<sup>2</sup><sup>1</sup>National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia<sup>2</sup>Brest State Technical University, Brest, Belarus

## **MULTI-STAGE DEFORMATION OF PLASTIC HINGES IN RC FRAME BEAMS AT ACCIDENTAL ACTIONS**

**Abstract.** The risk of accidental damage to buildings is currently increasing. This makes traditional design strategies, which focus on eliminating such impacts or designing key elements, ineffective and economically unreasonable. The most promising approach is to ensure the robustness of structures by limiting the extent of collapse after initial local failure. The goal of this study is to develop a calculation model for the resistance of a beam support section of a reinforced concrete frame under multi-level deformation in an accidental situation. The rationale for selecting a physical resistance model in the form of a structural node with support sections of beams and columns is explained. A calculation model has been developed to determine the resistance of support sections of beams in a reinforced concrete frame building under multi-level deformation in an extreme state resulting from an accidental situation. Analytical expressions have been obtained for the characteristic points of the "moment-rotation angle in a plastic hinge" diagram for flexural and compressive arch action, as well as for the "axial force-elongation" diagram for tensile catenary action.

*The proposed approach enables the evaluation of the load-bearing capacity of reinforced concrete frames under extreme conditions resulting from accidental events. The results of the study can be used to design structures that are more robust.*

**Keywords:** *robustness, progressive collapse, compressive arch action, tensile catenary action, reinforced concrete, frame, joint*

## 1. Введение

В последние годы актуальной проблемой стало обеспечение механической безопасности железобетонных многоэтажных каркасов зданий при аварийных воздействиях различного характера [1–4]. Это связано с ростом террористической опасности, региональными конфликтами, в которых применяются новые дальнобойные средства поражения. По этой причине использование стратегий защиты, основанных на исключении аварийного воздействия или учете его параметров в проектном расчете отдельных несущих элементов каркасов зданий не может обеспечить необходимый уровень безопасности. Несмотря на относительно низкую вероятность реализации аварийного воздействия на элемент конструктивной системы отдельно взятого здания, такое воздействие может приводить к катастрофическим последствиям в результате обрушения всего здания или его части, непропорциональной размерам начального локального разрушения. В связи с этим для обеспечения механической безопасности зданий при аварийных воздействиях различного характера наиболее оправданным является применение стратегий, основанных на ограничении масштаба вторичных разрушений при сценарии внезапного начального локального разрушения одного из элементов. В этом случае вместо расчета на аварийное воздействие выполняется оценка живучести поврежденного каркаса здания в аварийной расчетной ситуации и применение специальных мер конструирования, таких как устройство системы дополнительных горизонтальных и вертикальных связей. При этом очевидным является то, что обеспечение механической безопасности железобетонных каркасов зданий в рамках физических и расчетных моделей, используемых для обоснования проектных решений на основные сочетания нагрузок, соответствующих условиям нормальной эксплуатации строительных объектов, могут приводить к значительным и неоправданным экономическим затратам. Поэтому необходимо выявить возможные резервы сопротивления железобетонных каркасов зданий с учетом многоуровневого деформирования конструктивных систем, а не отдельных сечений в запредельных состояниях. В качестве таких состояний в исследовании рассматриваются состояния конструкций после превышения критериев прочности сечений, установленных по первой группе предельных состояний, например, после достижения текучести в арматуре или разрушения бетона сжатой зоны для изгибаемых элементов [5–11].

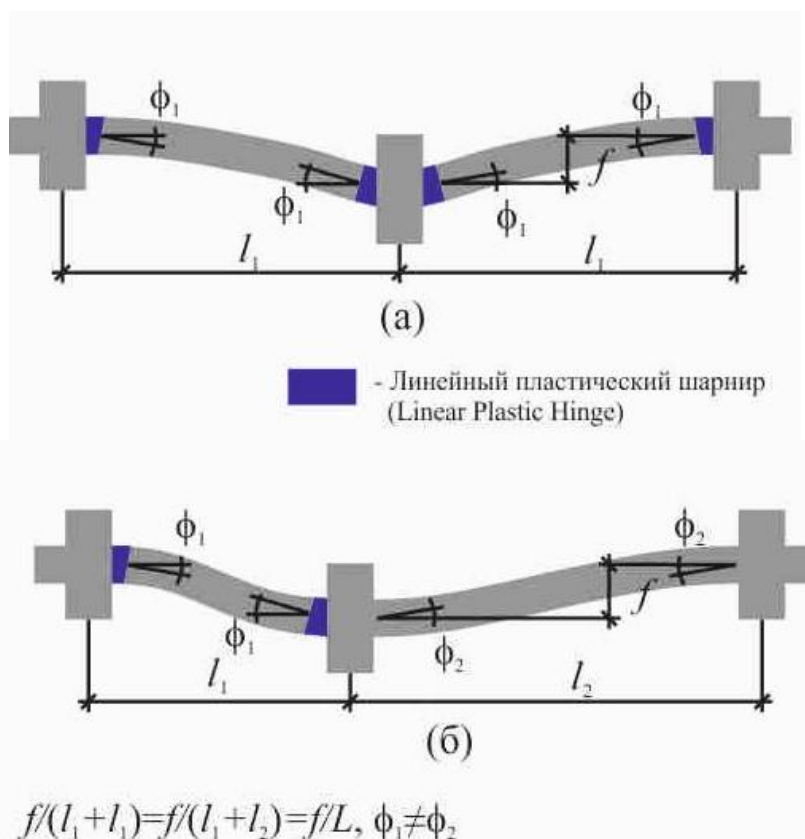
Таким образом, оценка несущей способности и деформативности конструкций железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях требует совершенствования физических моделей сопротивления и на их основе разработки расчетных моделей конструкций с учетом новых предпосылок, гипотез и допущений. Анализ представленных в научной литературе результатов теоретических и экспериментальных исследований [12–15] позволяет выделить в качестве физических моделей сопротивления – узлы рамных каркасов зданий и прилегающие к ним участки ригелей и колонн, в которых выполняется условие  $M > M_{crc}$  и/или  $Q > Q_{crc}$ . Однако в [12–15] не рассматривались специфические уровни деформирования поврежденных железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях, возникающих в результате аварийных воздействий. В качестве таких уровней деформирования для ригелей перекрытий и покрытия могут быть выделены арочная и цепная схемы работы.

Арочная схема работы (англ. Compressive Arch Action, CAA) реализуется при ограничении горизонтальных перемещений опорных сечений ригеля. В этом случае в приопорных зонах возникает распор, который позволяет перераспределить усилия и

увеличить несущую способность элемента после достижения предела текучести арматуры. Арочная стадия характеризуется ростом изгибающего момента и угла поворота в пластическом шарнире за счёт включения в работу дополнительных силовых факторов. Таким образом, арочная схема выступает промежуточным уровнем деформирования между изгибной стадией и стадией развития мембранных эффектов.

Цепная схема работы (англ. Tensile Catenary Action, ТСА) развивается при значительных вертикальных прогибах, когда основную роль начинают играть растянутые горизонтальные связи и арматурные стержни, работающие на растяжение. В этой стадии сопротивление конструкции определяется продольными усилиями и удлинением связей, а диаграмма « $N$ – $w$ » (продольная сила – удлинение) описывает нелинейное поведение системы. Цепная схема обеспечивает дополнительный резерв несущей способности за счёт мобилизации мембранных эффектов, однако её реализация связана с риском последовательного отказа связей (zipper-type collapse), что требует учёта предельных деформаций арматуры и сцепления с бетоном.

В исследованиях Трекина Н.Н. и Кодыша Э.Н. [16,17] на основе анализа результатов экспериментальных исследований железобетонных балок и плит вводится ограничение относительного прогиба изгибаемых железобетонных элементов  $1/30$  для элементов с арматурой, обладающей физическим пределом текучести, и  $1/50$  для элементов с высокопрочной арматурой с условным пределом текучести. Однако такое ограничение справедливо применительно к симметричным пролетам конструкций перекрытий (см., рисунок 1 (а)).



**Рисунок 1 – Варианты подконструкций железобетонного рамного каркаса здания в зоне возможного локального разрушения: (а) при симметричных пролетах; (б) при несимметричных пролетах**

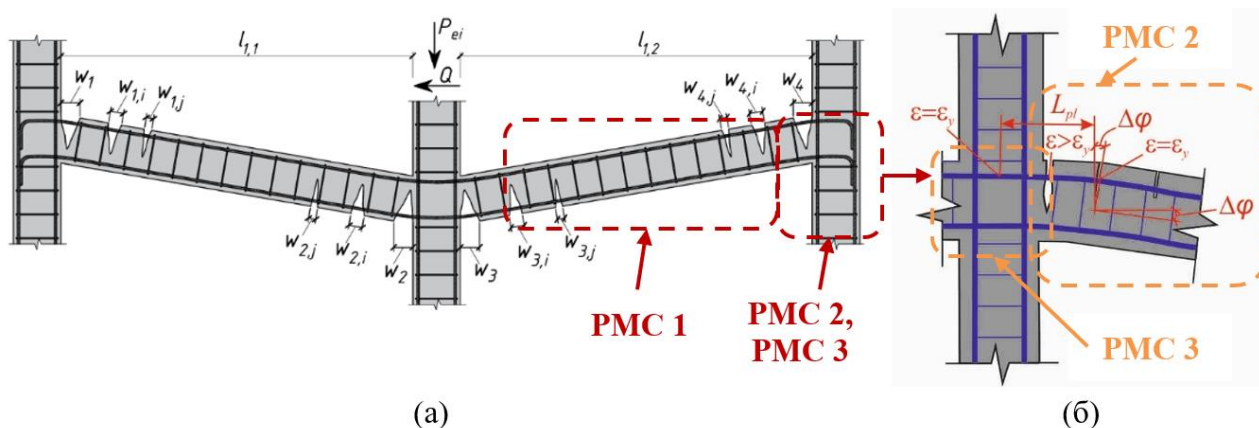
Из рисунка 1 (б) видно, что углы поворота опорных сечений ригелей в зависимости от соотношения пролетов будут меняться. Соотношение размеров пролетов будет влиять на то, в каком сечении будут раньше достигнуты предельные деформации и на величину нагрузки, вызывающей такие деформации. Поэтому более универсальным критерием является предельный угол поворота в пластическом шарнире, который, например, используется в

нормах США [18] при оценке коэффициентов динамичности к нагрузкам на железобетонные каркасы здания в рамках процедуры нелинейного статического анализа. В научной литературе представлено ограниченное количество экспериментальных исследований крупномасштабных и полноразмерных подконструкций железобетонных каркасов зданий при сценарии вынужденного удаления одного из несущих элементов в связи с затратностью подобных испытаний. При этом анализ имеющихся опытных данных [6,7,19–22] позволяет отметить следующее. В результате начального локального разрушения наибольшие усилия и, соответственно, повреждения в каркасе здания наблюдаются в конструктивных узлах и на участках ригелей и колонн, прилегающих к узлам, то есть в зонах РМС-3 и РМС-2 согласно терминологии, приведенной в работе [15]. В этих зонах относительные деформации в растянутой арматуре в аварийной ситуации могут превысить предел текучести. При этом в научной литературе практически отсутствуют исследования многоуровневого деформирования рассматриваемых приопорных зон.

В связи с этим, целью данного исследования является разработка расчетной модели сопротивления приопорного участка ригеля железобетонного рамного каркаса здания при многоуровневом деформировании в запредельных состояниях, возникающих в результате аварийной ситуации.

## 2. Модели и методы

Для оценки живучести железобетонного рамного каркаса здания в аварийной расчетной ситуации выделим характерный фрагмент – расчетную модель второго уровня, непосредственно прилегающий к месту начального локального разрушения (рис. 2 а) и рассмотрим сопротивление приопорных участков элементов, прилегающих к конструктивным узлам (рис. 2 б).



**Рисунок 2 - Расчетные модели сопротивления третьего уровня (блок, узел) для оценки несущей способности конструкций железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях:**  
**(а) подконструкция двухпролетного ригеля над местом начального локального разрушения;**  
**(б) конструктивный узел**

Деформирование подконструкции двухпролетного ригеля (рис. 2 а), следуя [23], может быть описано с использованием диаграммы «Обобщенная нагрузка – характерный прогиб» (рис. 3 а). Если горизонтальное смещение опорных сечений ригелей (зона РМС -2) ограничено вертикальными элементами, то в рассматриваемой подконструкции возникнет распор  $N$ . Хотя распор возникает на начальных этапах нагружения, его влияние становится заметным лишь по мере роста деформаций, которые начинают интенсивно расти после достижения предела текучести в растянутой арматуре в приопорной зоне ригеля. Таким образом, реализация

арочной схемы работы ригелей перекрытия каркаса здания произойдет при соблюдении условия:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{s,el} = \frac{R_{sn}}{E_s}, \quad (1)$$

где  $\varepsilon_s$  – относительная деформация в растянутой арматуре на приопорном участке ригеля;

$R_{sn}$  – нормативное сопротивление арматуры одноосному растяжению, принимаемый согласно [24];

$E_s$  – модуль упругости стальной арматуры.

При оценке несущей способности в запредельном состоянии элементов каркаса для стальной арматуры принимается билинейная диаграмма работы с упрочнением (рис. 4 а), параметры которой могут быть назначены в соответствии с ГОСТ Р 52544-2006<sup>1</sup>. При этом деформирование приопорной зоны ригеля определяется параметрами сцепления арматуры и бетона, которые могут быть приняты в соответствии с Model Code [25] (рис. 4 б).

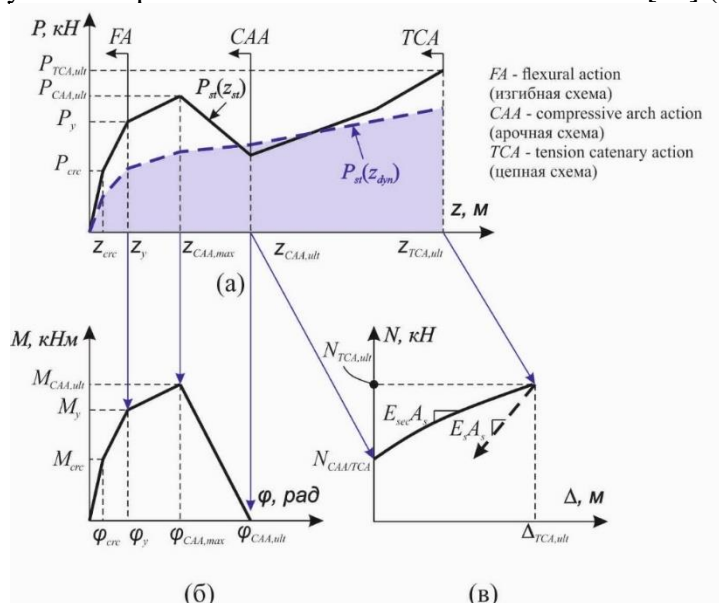


Рисунок 3 - Диаграммы деформирования элементов конструкций в запредельных состояниях: (а) диаграмма «Обобщенная нагрузка – характерный прогиб» для подконструкции двухпролетного ригеля над метом начального локального разрушения; (б) диаграмма «Момент – угол поворота в пластическом шарнире» для приопорной зоны РМС-2 при работе по изгибной и арочной схемам; (в) диаграмма «Продольная сила – удлинение» для приопорной зоны РМС-2 при работе по цепной схеме

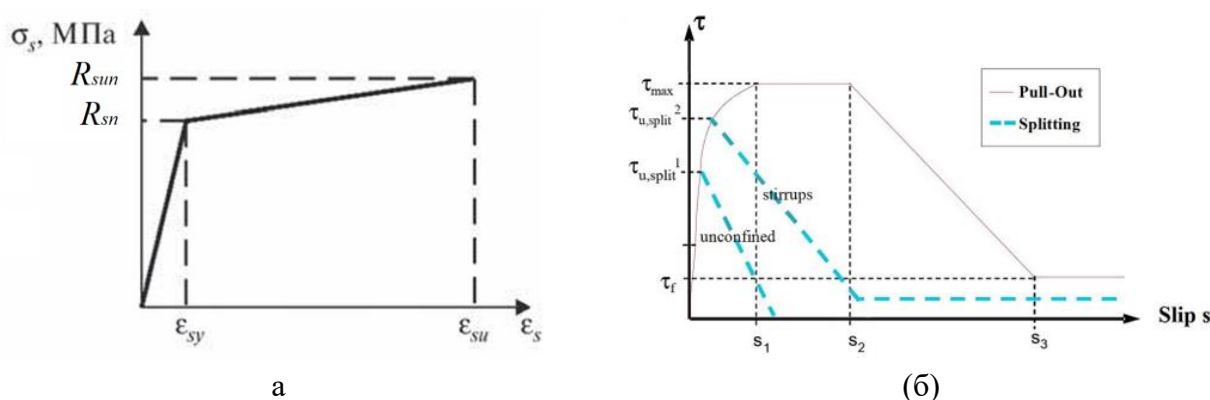


Рисунок 4 - Диаграммы: (а) – билинейная диаграмма с упрочнением [26]; (б) – общий вид диаграммы «условные касательные напряжения – проскальзывание» согласно [25]

<sup>1</sup> ГОСТ Р 52544-2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – Москва: Стандартинформ, 2006. 23 с.

### 3. Результаты исследования и их анализ

#### 3.1. Изгибная стадия напряженно-деформированного состояния ригеля

Параметры диаграммы «Обобщенная нагрузка – характерный прогиб» (рис. 3 а) для подконструкции двухпролетного ригеля над метом начального локального разрушения могут быть установлены с использованием зависимостей, приведенных в [23]. С учетом этого определим характерные точки диаграммы «Момент – угол поворота в пластическом шарнире» (рис. 3 б) для возможности применения к специальным конечным элементам нелинейно упругих связей.

В момент образования трещин в растянутом бетоне на приопорном участке ригеля:

$$M_{crc} = R_{btm} W_{pl} \pm Ne; \quad (2)$$

$$\varphi_{crc} = \int_0^{L_{pl}} \frac{M(x)}{EI_{red}} dx, \quad (3)$$

где  $R_{btm}$  – нормативное сопротивление бетона одноосному растяжению, принимаемое по [24];

$W_{pl}$  – упругопластический момент сопротивления сечения;

$N$  – продольная сила в ригеле, принимаемая со знаком «+» при сжатии и со знаком «-» при растяжении;

$e$  – расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки;

$L_{pl}$  – предельная длина пластического шарнира определяемая согласно [25,26] из условия:

$$L_{pl} = \frac{R_{sun} - R_{sn}}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s}{4}, \quad (4)$$

где  $\tau_{bm,pl} = 0,27\tau_{b,max}$  — средние напряжения сцепления на участке работы арматурного стержня в пластической стадии;

$d_s$  – диаметр стержня продольной растянутой арматуры на приопорном участке ригеля, который в случае наличия стержней разных диаметров принимается по наименьшему значению;

$R_{sun}$  – временное сопротивление стальной арматуры при разрыве.

Хотя в формулы (2), (3) предполагают практически упругую работу железобетонного элемента, использование предельной длины линейного пластического шарнира, определяемой по формуле (4), позволяет использовать  $L_{pl}$  для моделирования приопорной зоны ригеля на всех стадиях деформирования элемента в запредельном состоянии.

В формуле (2) допускается в запас жесткости не учитывать продольную силу при работе ригеля по изгибной схеме без трещин.

В момент достижения напряжениями площадки текучести в растянутой арматуре ригеля на приопорном участке:

$$M_y = R_{bn} bx(h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s(h_0 - a'); \quad (5)$$

$$\varphi_y = L_{pl} \left( \frac{1}{r} \right)_{crc}. \quad (6)$$

В (6) кривизна на длине  $L_{pl}$  принята постоянной, определяемой по средним относительным деформациям в бетоне и арматуре на участке между соседними трещинами (или передачи усилий с арматуры на бетон при единичных трещинах):

$$\left( \frac{1}{r} \right)_{crc} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{bm}}{h_0} = \frac{M_y - 0,8M_{crc}}{E_s A_s z_s h_0} + \frac{0,9M_y}{E_{b,red} A_b z_s h_0}. \quad (7)$$

где  $z_s, A_b$  – плечо внутренней пары сил и площадь сжатого бетона определяемые из расчета по предельным усилиям для изгибной стадии работы элемента.

### 3.2. Арочная стадия напряженно-деформированного состояния ригеля

Наибольший изгибающий момент воспринимаемый на арочной стадии работы ригеля и соответствующий ему поворот  $\varphi_{CAA, \max}$  определяются с учетом влияния распора из условия:

$$\frac{\partial M_{ult}}{\partial z} = 0 \Rightarrow \varphi_{CAA, \max}, \quad (8)$$

где

$$M_{ult} = R_{bn} b x (h_0 - 0.5x) + (R_{sc} A'_s - 0.5N(z))(h_0 - a'). \quad (9)$$

В (9) распор  $N(z)$  вычисляется с учетом величины прогиба двухпролетного ригеля по формуле:

$$N(z) = \Delta L \frac{C_1 C_2}{C_1 + C_2} = \left[ (l_1^2 + 2(h_0 - a')z - z^2)^{\frac{1}{2}} - l_1 \right] \frac{C_1 C_2}{C_1 + C_2}. \quad (10)$$

Здесь  $C_1, C_2$  — реакции от единичного горизонтального смещения левого и правого опорных сечений условной арки, которые определяются как суммарная опорная реакция от единичного смещения во всех вертикальных элементах нижерасположенного и вышерасположенного этажа.

При этом угол поворота определяется по формулам (6), (7) с учетом замены  $M_y$  на  $M_{ult}$  и проскальзывания арматуры:

$$\varphi_{CAA, \max} \cong \frac{\Delta L}{h_0 - x} = \frac{(l_1^2 + 2(h_0 - a')z - z^2)^{\frac{1}{2}} - l_1}{h_0 - x}. \quad (11)$$

В момент перехода к цепной стадии работы, принимая в первом приближении  $z_{CAA, ult} = (h_0 - a')$ , получим [23]:

$$P_3 = (h_0 - a') \left( \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}{l_1 - \Delta_{x1}} + \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}{l_2 - \Delta_{x2}} \right). \quad (12)$$

Здесь  $\sigma_{s1}, \sigma_{s2}$  могут быть определены согласно [25]:

$$\sigma_{si, \max} = 2,39 \sqrt{\frac{\tau_{b, \max} E_s}{d_s} \Delta L_{CAA}^{1,4}} \leq R_s. \quad (13)$$

где  $\tau_{b, \max}$  — максимальные напряжения сцепления, соответствующие упругой работе арматуры;  $d_s$  — диаметр стержня продольной арматуры;  $\Delta L_{CAA}$  — максимальное удлинение грани ригеля при переходе от арочной к цепной схеме работы, определяемая по формуле:

$$\Delta L_{CAA} = \sqrt{l_1^2 + (h_0 - a')^2} - l_1. \quad (14)$$

Отсюда предельный угол поворота  $\varphi_{CAA, ult}$ :

$$\varphi_{CAA, ult} \cong \frac{\Delta L_{CAA}}{h_0 - x} = \frac{\sqrt{l_1^2 + (h_0 - a')^2} - l_1}{h_0 - x}. \quad (15)$$

Для стержней продольной арматуры, расположенных на расстоянии  $z_{si}$  от центра тяжести сжатой продольной арматуры в сечении, получим  $\Delta L_{si}$ :

$$\Delta L_{si} = \frac{\Delta L_{CAA}}{h_0 - a'} z_{si}. \quad (16)$$



Подставляя  $\Delta L_{si}$  вместо  $\Delta L_{CAA}$  в формулу (13), найдем напряжения  $\sigma_{si}$  во всех стержнях продольной арматуры в сечении.

### 3.3. Цепная стадия напряженно-деформированного состояния ригеля

При соблюдении условия  $\sigma_s < R_{su}$  для деформированного состояния конструкции в переходном состоянии ( $P_{CAA/TCA}$ ,  $Z_{CAA,ult}$ ) предельный прогиб  $Z_{TCA,ult}$  в момент обрыва наиболее растянутых арматурных стержней в одном из опорных сечений на цепной стадии напряженно-деформированного состояния может быть найден согласно [23], если принять  $\sigma_s = R_{su}$ :

$$z_{TCA,ult} = \sqrt{(l_1 + \Delta L_{CA})^2 - (l_1 - \Delta_x)^2}, \quad (17)$$

$$\Delta L_{TCA} = \frac{R_{su} - R_s}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s}{4} \frac{\varepsilon_{su}}{2} + \frac{R_s}{E_s} 2d_s + 0,288 \left( \frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714}. \quad (18)$$

Предельная нагрузка  $P_{TCA, ult}$  вычисляется по формулам (12), подставляя  $Z_{TCA,ult}$  вместо ( $h_0 - a'$ ).

В этом случае параметры диаграммы «Продольная сила – удлинение» (рис. 3 в) для приопорной зоны РМС-2 при работе по цепной схеме:

$$N = \sigma_{si,max} A_s; \quad (19)$$

$$\Delta = \Delta L_{TCA}, \quad (20)$$

где

$$\sigma_{si,max} = R_s + \frac{R_{su} - R_s}{\varepsilon_{su}} (\varepsilon_{s,max} - \varepsilon_{s2}), \quad (21)$$

$$\varepsilon_{s,max} = \left\{ \frac{8\tau_{bm,pl}\varepsilon_{su}}{d_s (R_{su} - R_s)} \left[ \Delta L_{TCA} - 0,288 \left( \frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714} - 2d_s \frac{R_s}{E_s} \right] + \varepsilon_{s2}^2 \right\}^{0,5}, \quad (22)$$

Таким образом, получены зависимости для описания работы линейного пластического шарнира на приопорном участке ригелей железобетонного рамного каркаса здания. Эти зависимости могут быть использованы при оценке несущей способности железобетонных рамных каркасов многоэтажных зданий в аварийной расчетной ситуации, вызванной начальным локальным разрушением.

## 4. Заключение

1. На основе анализа экспериментальных данных и нормируемых критериев, используемых при расчете по особому предельному состоянию и оценке живучести железобетонных рамных каркасов зданий, выделена физическая модель в виде рамного узла с учетом приопорных участков ригелей и колонн.

2. Разработана расчетная модель сопротивления приопорных участков ригелей железобетонного рамного каркаса здания при многоуровневом деформировании в запредельном состоянии, возникающем в результате аварийной ситуации. Получены аналитические выражения для характерных точек диаграммы «Момент – угол поворота в пластическом шарнире» при работе конструкций перекрытия над местом начального локального разрушения по изгибной и арочной схемам, а также диаграммы «Продольная сила – удлинение» при работе по цепной схеме. Важно отметить, что предложенные аналитические выражения могут быть непосредственно использованы в конечно-элементных программных комплексах в качестве параметрических зависимостей, описывающих работу пластических шарниров. Их применение обеспечивает возможность моделирования пространственного поведения конструктивной системы в целом, включая многоуровневое деформирование узлов и приопорных зон в запредельных состояниях.



3. Полученные результаты могут быть использованы в практических расчетах при проектировании железобетонных рамных каркасов для подбора и обоснования конструктивных решений, обеспечивающих живучесть зданий при аварийных воздействиях.

### **5. Благодарности**

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

Исследование выполнено в рамках гранта Белорусского республиканского фонда фундаментальных исследований № T23РНФМ-060.

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

This work was supported by the Belarusian Republican Foundation for Basic Research grant No. T23RNFM-060.

### **СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Колчунов В.И., Ильющенко Т.А., Федорова Н.В., Савин С.Ю., Тур В.В., Лизогуб А.А. Живучесть конструктивных систем зданий и сооружений: аналитический обзор исследований // Строительство и реконструкция. 2024;(3):31-71. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2024-113-3-31-71>
2. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023;3(3):62-74. <https://doi.org/10.22227/2949-1622.2023.3.62-74>
3. Травуш В. И., Колчунов В. И., Ключева Н. В. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3. С. 4–11.
4. Лизогуб А.А., Тур А.В., Тур В.В. Вероятностный подход к оценке живучести конструктивных систем из сборного и монолитного железобетона // Строительство и реконструкция. 2023;(4):93-105. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-108-4-93-105>
5. Савин С.Ю. Уровни напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонных рам при аварийных воздействиях // Известия вузов. Строительство. 2025. № 6. С. 5–21. <https://doi.org/10.32683/0536-1052-2025-798-6-5-21>.
6. Pham A. T., Tan K. H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading // Eng Struct. 2017. Т. 139. Pp. 31–45. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.002>
7. Pham A.T., Brennei, C., Roller C., Tan, K. H. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // Magazine of Concrete Research. 2022. Т. 74, № 16. Pp. 850–863. <https://dx.doi.org/10.1680/jmacr.21.00115>
8. Wang S., Peng J., Kang S.-B. Evaluation of compressive arch action of reinforced concrete beams and development of design method // Eng Struct. 2019. Т. 191. Pp. 479–492. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.083>
9. Bao Y., Tan K. H. Analytical approach and design method for evaluation of compressive arch action of precast concrete beams // Eng Struct. Elsevier Ltd, 2023. Т. 280. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.083>
10. Almusallam T. et al. ElsanadedyShow all 6 authorsH. AbbasH. AbbasDevelopment limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios // Structure and Infrastructure Engineering. 2020. Т. 16, № 12. Pp. 1616–1634. <https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1719166>
11. Tao Y., Huang Y., Yi W. Analytical model for compressive arch action in unbonded prestressed concrete beam-column subassemblages under a column-loss scenario // Eng Struct. 2022. Т. 273. С. 115090. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115090>
12. Kolchunov V.I. Deplanation hypotheses for angular deformations in reinforced concrete structures under combined torsion and bending // Building and reconstruction. 2022. Т. 100, № 2. Pp. 3–12. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2022-100-2-3-12>
13. Колчунов В.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19, № 3. С. 261–275. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275>
14. Колчунов В. И., Федоров В. С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. С. 16–23. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.08.16-23>
15. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели сопротивления. М.: Издательство АСВ, 2004. 472 с.
16. Trekin, N., Kodysh, E., Shmakov, S., Terekhov, T., & Kudyakov, K. (2021). Determination of the criteria of deformation in a special limiting state // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. 17(1). 108-116. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116>

17. Trekin N. N., Kodysh E. N. Special Limit Condition of Reinforced Concrete Structures and Its Normalization // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo* [Industrial and Civil Engineering], 2020, no. 5, pp. 4-9. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.05.04-09>
18. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse // *Design of Buildings To Resist Progressive Collapse*. 2016. № November. C. 34–37.
19. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // *Buildings* 2024, 14, 1776. <https://doi.org/10.3390/buildings14061776>
20. Kolchunov V. I., Moskovtseva V. S. Robustness of reinforced concrete frames with elements experiencing bending with torsion // *Eng Struct.* 2024. T. 314. 118309. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118309>
21. Adam J. M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Eng Struct.* Elsevier, 2018. T. 173, № March. C. 122–149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>
22. Adam J. M. и др. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // *Eng Struct.* 2020. T. 210. C. 110414. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110414>
23. Savin S. Yu. Stages of Resistance of Reinforced Concrete Frames in Accidental Design Situation // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025. T. 21, № 4. C. 321–333. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-4-321-333>
24. СП 63.13330.2018 "СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: Минстрой РФ, 2020. 150 с.
25. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
26. Тур В.В., Тур А.В., Лизогуб А.А. Проверка живучести конструктивных систем из сборного железобетона по методу энергетического баланса // *Вестник МГСУ*. 2021. № 8. С. 1015–1033. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.8.1015-1033>

## REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Iliushchenko T.A., Fedorova N.V., Savin S.Y., Tur V.V., Lizahub A.A. Structural robustness: an analytical review. *Building and Reconstruction*. 2024;(3):31-71. (In Russ.) <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2024-113-3-31-71>
2. Tamrazyan A.G. Conceptual Approaches to Robustness Assessment of Building Structures, Buildings and Facilities. *Reinforced concrete structures*. 2023;3(3):62-74. (In Russ.) <https://doi.org/10.22227/2949-1622.2023.3.62-74>
3. Travush V.I., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Some directions of development of survivability theory of structural systems of buildings and structures. *Industrial and civil engineering*. 2015. No. 3. pp. 4–11.
4. Lizahub A.A., Tur A.V., Tur V.V. Probabilistic approach for assessing the robustness of structural systems made of precast and monolithic reinforced concrete. *Building and Reconstruction*. 2023;(4):93-105. (In Russ.) <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2023-108-4-93-105>
5. Savin S.Yu. Levels of stress-strain state of reinforced concrete frame structures under accidental impacts. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2025; (6): 5–21. (In Russ.). <https://doi.org/10.32683/0536-1052-2025-798-6-5-21>.
6. Pham A. T., Tan K. H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading. *Eng Struct.* 2017. T. 139. Pp. 31–45. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.002>
7. Pham A.T., Brennei, C., Roller C., Tan, K. H. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse. *Magazine of Concrete Research*. 2022. T. 74, № 16. Pp. 850–863. <https://dx.doi.org/10.1680/jmacr.21.00115>
8. Wang S., Peng J., Kang S.-B. Evaluation of compressive arch action of reinforced concrete beams and development of design method. *Eng Struct.* 2019. T. 191. C. 479–492. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.083>
9. Bao Y., Tan K. H. Analytical approach and design method for evaluation of compressive arch action of precast concrete beams. *Eng Struct.* 2023. T. 280. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.083>
10. Almusallam T. et al. ElsanadedyShow all 6 authorsH. AbbasH. AbbasDevelopment limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020. T. 16, № 12. Pp. 1616–1634. <https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1719166>
11. Tao Y., Huang Y., Yi W. Analytical model for compressive arch action in unbonded prestressed concrete beam-column subassemblages under a column-loss scenario. *Eng Struct.* 2022. T. 273. 115090. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115090>
12. Kolchunov V.I. Deplanation hypotheses for angular deformations in reinforced concrete structures under combined torsion and bending. *Building and reconstruction*. 2022. T. 100, № 2. Pp. 3–12. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2022-100-2-3-12>

13. Kolchunov V. I. Method of computational models of resistance for reinforced concrete // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023. T. 19, № 3. Pp. 261–275. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275>
14. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of resistance of building structures. *Industrial and civil engineering*. 2020. Pp. 16–23. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.08.16-23>
15. Bondarenko V. M., Kolchunov V. I. Design models of reinforced concrete structures resistance. Moscow: Publishing ASV, 2004. 472 p.
16. Trekin, N., Kodysh, E., Shmakov, S., Terekhov, T., & Kudyakov, K. (2021). Determination of the criteria of deformation in a special limiting state. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2021. 17(1). 108-116. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2021-17-1-108-116>
17. Trekin N. N., Kodysh E. N. Special Limit Condition of Reinforced Concrete Structures and Its Normalization. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*, 2020, no. 5, pp. 4-9. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.05.04-09>
18. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse // *Design of Buildings To Resist Progressive Collapse*. 2016. № November. C. 34–37.
19. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams. *Buildings*. 2024, 14, 1776. <https://doi.org/10.3390/buildings14061776>
20. Kolchunov V. I., Moskovtseva V. S. Robustness of reinforced concrete frames with elements experiencing bending with torsion // *Eng Struct*. 2024. T. 314. 118309. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118309>
21. Adam J. M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng Struct*. Elsevier, 2018. T. 173, № March. C. 122–149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>
22. Adam J. M. и др. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario. *Eng Struct*. 2020. T. 210. C. 110414. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110414>
23. Savin S. Yu. Stages of Resistance of Reinforced Concrete Frames in Accidental Design Situation // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025. T. 21, № 4. C. 321–333. <https://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-4-321-333>
24. SP 63.13330.2018 "SNiP 52-01-2003 Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Moscow: Minstroy RF, 2020. 150 p.
25. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
26. Tur V. V., Tur A. V., Lizahub A. A. Checking of the robustness of precast structural systems based on the energy balance method. *Vestnik MGSU*. 2021. № 8. Pp. 1015–1033. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.8.1015-1033>

#### **Информация об авторах:**

**Савин Сергей Юрьевич**

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,  
кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций.  
E-mail: [savinsyu@mgsu.ru](mailto:savinsyu@mgsu.ru)

**Лизогуб Александр Александрович**

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь,  
м.т.н., младший научный сотрудник ОЛ «НИЦИС».  
E-mail: [p\\_332\\_14lizogub@mail.ru](mailto:p_332_14lizogub@mail.ru)

#### **Information about authors:**

**Savin Sergey Yu.**

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,  
Candidate of Tech. Sc., associate professor of the department of Reinforced Concrete and Masonry Structures  
E-mail: [savinsyu@mgsu.ru](mailto:savinsyu@mgsu.ru)

**Aliaksandr Al. Lizahub**

Brest State Technical University, Brest, Belarus,  
master of eng. science, junior research fellow of BL «RCIC»  
E-mail: [p\\_332\\_14lizogub@mail.ru](mailto:p_332_14lizogub@mail.ru)

Статья поступила в редакцию 18.11.2025  
Одобрена после рецензирования 21.11.2025  
Принята к публикации 25.11.2025

The article was submitted 18.11.2025  
Approved after reviewing 21.11.2025  
Accepted for publication 25.11.2025