

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

DOI: 10.22363/1815-5235-2025-21-4-321-333

EDN: CGZOGJ

Научная статья / Research article

Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных каркасов зданий в аварийной расчетной ситуации

С.Ю. Савин 

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

✉ suwin@yandex.ru

Поступила в редакцию: 14 мая 2025 г.

Доработана: 21 июля 2025 г.

Принята к публикации: 30 июля 2025 г.

Аннотация. Исследованы стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения при потере несущей способности одного из вертикальных элементов (колонны, пилоны). Приведены исходные предпосылки о механизмах распространения вторичных разрушений в железобетонных многоэтажных каркасах зданий в зависимости от сценария начального локального разрушения. На основе этого сформулированы силовые и деформационные критерии стадий напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения. С использованием положений энергетического баланса построены упрощенные зависимости для оценки предельной статической нагрузки для арочной и цепной стадий напряженно-деформированного состояния конструкций перекрытий. Приведены результаты сопоставления расчетных значений силовых и деформационных критериев с экспериментальными данными. Продемонстрирована приемлемая для инженерных расчетов точность предложенных в работе зависимостей.

Ключевые слова: арочная стадия, цепная стадия, железобетонная рама, каркас, прогрессирующее обрушение, живучесть

Заявление о конфликте интересов. Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

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

Для цитирования: Савин С.Ю. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных каркасов зданий в аварийной расчетной ситуации // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. Т. 21. № 4. С. 321–333. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-4-321-333>

Савин Сергей Юрьевич, кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Российская Федерация, 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838, ORCID: 0000-0002-6697-3388; e-mail: suwin@yandex.ru

© Савин С.Ю., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Stages of Resistance of Reinforced Concrete Frames in Accidental Design Situation

Sergei Yu. Savin 

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

✉ suwin@yandex.ru

Received: May 14, 2025

Revised: July 21, 2025

Accepted: July 30, 2025

Abstract. The study addresses the stress-strain state stages of reinforced concrete frames in zones of potential local collapse due to failure of a vertical element, such as a column or pylon. The paper provides initial assumptions about the mechanisms of secondary failure propagation in multi-storey reinforced concrete building frames, depending on the initial local collapse scenario. Based on these assumptions, the paper formulates force and deformation criteria for the stress-strain state stages of reinforced concrete building frames in the zone of potential local collapse. Using energy balance conditions, simplified relations were developed to estimate the ultimate static load for compressive arch and catenary actions of floor slab structures. The calculated force and deformation criteria values were compared with the experimental values. These comparisons demonstrate that the accuracy of the proposed relations is acceptable for engineering calculations.

Keywords: compressive arch action, catenary action, reinforced concrete frame, structure, progressive collapse, robustness

Funding. The research was carried out with the support of the grant of the Russian Science Foundation No. 24-49-10010, <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

For citation: Savin S.Yu. Stages of resistance of reinforced concrete frames in accidental design situation. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025;21(4):321–333. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2025-21-4-321-333>

1. Введение

В течение срока эксплуатации конструкции зданий и сооружений подвергаются воздействиям различной физической природы и интенсивности, в том числе аварийным, т.е. не предусмотренным режимом нормальной эксплуатации строительного объекта. Аварийные воздействия обладают существенно меньшей частотой повторяемости, чем климатические или функциональные нагрузки. Однако последствия отказа одного или нескольких несущих элементов в результате аварийного воздействия могут спровоцировать непропорциональное первоначальному воздействию *разрушение* — *обрушение* части каркаса или всего сооружения.

Одной из особенностей проектирования железобетонных каркасов зданий с учетом риска возникновения аварийной ситуации (отказ несущего элемента или связи) является рассмотрение в качестве допустимых состояний — арочной и цепной стадии деформирования конструкций перекрытий [1–3]. Рассмотрение таких стадий напряженно-деформированного состояния позволяет снизить затраты на обеспечение механической безопасности, ограничившись, как правило, устройством системы дополнительных связей и локальных усилений каркаса. В [4] представлены экспериментальные данные о деформировании фрагментов железобетонных каркасов зданий в виде плоских и пространственных рам, продемонстрированы значительные резервы сопротивления конструкций за счет реализации цепных или мембранных схем работы. В то же время в [5–7] показано, что при переходе к цепному механизму сопротивления конструкций перекрытий оказываются уязвимыми к разрушению угловые колонны и колонны по периметру здания.

В исследованиях [1; 5] получены экспериментальные данные о границах смены стадий деформирования поврежденных рамных конструкций каркасов зданий. Опираясь на экспериментально обоснованные предпосылки, в [8–11] приводятся аналитические зависимости для оценки работы конструкций по арочной и цепной схеме. Вместе с тем следует отметить ряд ограничений таких исследований. Так, в экспериментальных исследованиях [9; 12] рассматриваются конструкции двухпролетных ригелей над локальным разрушением, ограниченных от горизонтальных смещений, что не позволяет учесть влияние несущей способности и деформативности вертикальных элементов (колонн, пилонов) на механизмы распространения вторичных разрушений в конструктивной системе, поврежденной в результате аварийного воздействия. Для того чтобы преодолеть это ограничение, в

работах [1; 5] рассматриваются одноэтажные фрагменты железобетонных рам каркасов зданий. Однако эти результаты не могут быть напрямую экстраполированы на конструкции многоэтажных рам, в которых в большинстве случаев невозможно рассматривать работу изолированных элементов, поскольку их несущая способность и деформативность зависят от топологии конструктивной системы, кинематически возможных механизмов разрушения. Следующим ограничением являются упрощенные схемы приложения сосредоточенных нагрузок и аппроксимация эпюры кривизны по длине двухпролетного ригеля над удаленным вертикальным элементом.

Таким образом, несмотря на наличие значительного количества публикаций с результатами экспериментальных и численных исследований по вопросам арочного и цепного механизмов сопротивления конструкций железобетонных рам, отсутствуют формализованные силовые и деформационные критерии смены этих стадий с учетом взаимодействия элементов в составе каркасов многоэтажных зданий, а также несущей способности и деформативности вертикальных элементов, наличия системы дополнительных связей, различных сценариев начального локального разрушения. В связи с этим целью настоящего исследования являлась формулировка и обоснование силовых и деформационных критериев стадий напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонных многоэтажных рамных каркасов зданий в аварийной ситуации при отказе одного из элементов конструктивной системы.

2. Модели и методы

2.1. Исходные предпосылки

Для анализа стадий работы конструкций железобетонных многоэтажных каркасов зданий в аварийной ситуации выделим зону возможного локального разрушения [13] — область, ограниченную одним пролетом в каждом направлении от удаляемого элемента, с учетом наложенных связей, упрощенно моделирующих взаимодействие с остальной частью конструктивной системы. Ограничение проверяемой области позволяет получить аналитическое решение задачи, при этом согласуется с результатами экспериментальных и численных исследований, а также требованиями норм проектирования по ограничению вторичных разрушений.

В зависимости от сценария (места) начального локального разрушения возможны различные механизмы вторичных разрушений в поврежденной аварийным воздействием конструктивной системе здания. Опираясь на анализ произошедших случаев обрушений зданий, сооружений и их частей в результате отказа несущего элемента, а также данные экспериментальных и численных исследований, выполнена классификация механизмов вторичных разрушений (табл. 1). Здесь выделено три характерных сценария начального локального разрушения в зависимости от степени влияния на возможность реализации специфических стадий напряженно-деформированного состояния поврежденных каркасов зданий (арочная, цепная). Так, при вынужденном удалении угловой колонны (пилона) в конструкциях перекрытий над локальным разрушением в связи с отсутствием горизонтальных ограничений не возникает распора, что делает невозможным реализацию арочной схемы работы и последующий переход к сопротивлению по цепной схеме. При удалении колонны крайнего или среднего ряда, при котором зона возможного локального разрушения включает контур здания, деформативность вертикальных элементов крайних рядов оказывает существенное влияние на возможность реализации и параметры арочного и цепного механизмов сопротивления. Кроме того, при таком сценарии начального разрушения вертикальные элементы по контуру здания оказываются уязвимыми к разрушению по нормальным или наклонным сечениям. Третий сценарий удаления колонны крайнего или среднего ряда, при котором зона возможного локального разрушения не включает контур здания, практически всегда допускает арочную стадию работы перекрытий, а при соответствующих параметрах армирования и его анкеровки — переход к цепной стадии работы после разрушения бетона в приопорной зоне и в середине пролета. При этом отмечается снижение риска разрушения вертикальных элементов, которые в этом случае обладают запасом несущей способности по критериям особого предельного состояния.

Таблица 1

**Характерные механизмы вторичных разрушений
в поврежденных железобетонных многоэтажных рамных каркасах зданий**

Конструктивные элементы каркаса здания	Характеристика механизма разрушения	Сценарии начального локального разрушения		
		Удаление угловой колонны	Удаление колонны крайнего или среднего ряда, при котором зона возможного локального разрушения включает контур здания	Удаление колонны крайнего или среднего ряда, при котором зона возможного локального разрушения не включает контур здания
Конструктивные элементы перекрытий (балки, ригели)	Разрушение по нормальным сечениям при изгибной стадии работы	Федорова Н.В., Кореньков П.А. [14], Ильющенко Т.А. и др. [15], Adam J. et al. [4]	н/д	н/д
	Разрушение по нормальным сечениям на арочной стадии напряженно-деформированного состояния	н/д	Федорова Н.В., Кореньков П.А. [14], Ильющенко Т.А. и др. [15]	Pham A.T. et al. [1; 5]
	Разрушение от обрыва арматуры на цепной стадии напряженно-деформированного состояния	н/д	Pham A.T. et al. [1; 5], Fedorova N.V. et al. [16; 17]	Pham A.T. et al. [1; 5]
	Разрушение по наклонным и пространственным сечениям при сложном сопротивлении элементов	Колчунов В.И., Московцева В.С. [18]	Колчунов В.И., Московцева В.С. [18]	н/д
Вертикальные элементы (колонны, пилоны)	Разрушение по нормальным сечениям	Савин С.Ю. и др. [19]	Pham A.T. et al. [1; 5]	Pham A.T. et al. [1; 5]
	Разрушение по опорным наклонным сечениям	Колчунов В.И. и др. [6]	Колчунов В.И. и др. [6]	н/д
	Разрушение по наклонным сечениям в зоне анкеровки растянутой арматуры перекрытий	н/д	Choi H., Kim J. [20], Колчунов В.И., Московцева В.С. [18]	н/д

Источники: выполнено С.Ю. Савиным

2.2. Силовые и деформационные критерии многоуровневого деформирования

Рассмотрим железобетонную рамную конструкцию в зоне возможного локального разрушения (рис. 1). На данном этапе исключим из рассмотрения случаи обрушений, связанные с потерей несущей способности элементов, испытывающих сложное сопротивление, такими как совместное действие изгибающих и крутящих моментов, поперечных сил, которые требуют самостоятельного детального анализа.

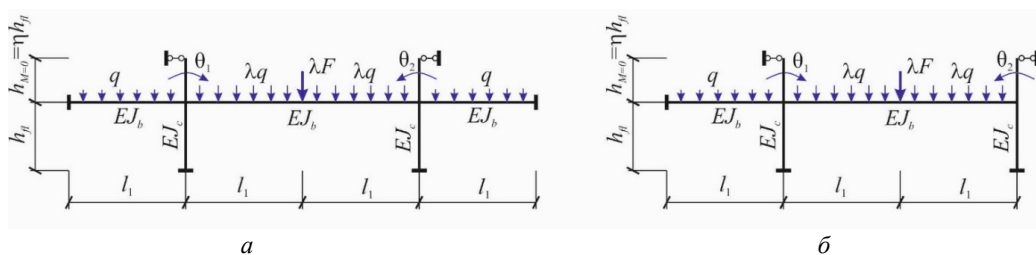


Рис. 1. Железобетонная рамная конструкция в проверяемой зоне возможного локального разрушения каркаса здания:

a — полностью раскрепленная; *б* — частично раскрепленная

Источники: выполнено С.Ю. Савиным

С учетом рассмотренных в табл. 1 возможных механизмов вторичных разрушений многоуровневое деформирование конструктивной системы здания может быть представлено в виде кусочно-линейной диаграммы зависимости обобщенной нагрузки P от перемещения конструктивного узла над локальным разрушением, как показано на рис. 2. Характерные точки этой диаграммы представляют собой силовые и деформационные критерии смены стадий напряженно-деформированного состояния и исчерпания несущей способности проверяемой зоны возможного локального разрушения.

Тогда из условия энергетического баланса [21–23] наибольшая статическая нагрузка, которую может воспринять несущая система по арочной и цепной стадии напряженно-деформированного состояния может быть определена из следующих выражений:

■ для арочной стадии:

$$P_{s,u,CAA} = \frac{1}{2z_3} [P_1 z_1 + (P_1 + P_2)(z_2 - z_1) + (P_2 + P_3)(z_3 - z_2)], \quad (1)$$

■ для цепной стадии:

$$P_{s,u,CA} = \frac{1}{2z_4} [P_1 z_1 + (P_1 + P_2)(z_2 - z_1) + (P_2 + P_3)(z_3 - z_2) + (P_3 + P_4)(z_4 - z_3)]. \quad (2)$$

При удалении угловой колонны $P_2 = P_3 = P_4 = 0$.

Определим характерные точки диаграмм на рис. 2, используя предпосылки, основанные на результатах экспериментальных исследований и кинематическом анализе.

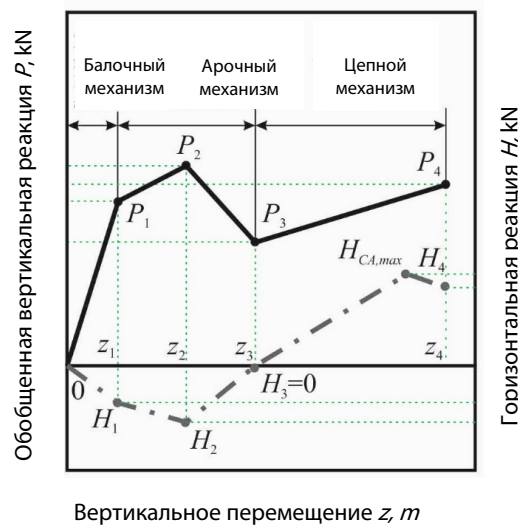


Рис. 2. Схематическая диаграмма деформирования железобетонной рамной конструкции в зоне возможного локального разрушения
Источник: выполнено С.Ю. Савиным

2.3. Изгибная стадия напряженно-деформированного состояния перекрытий

Предельная нагрузка и прогиб при балочной стадии напряженно-деформированного состояния определяются из условий:

$$P_1 = P(M_{ult}),$$

$$z_1 = \int_0^{l_1} \left(\frac{1}{r} \right) \left(\frac{l_1}{2} - x \right) dx. \quad (3)$$

Здесь, следуя подходу норм проектирования³, в запас жесткости кривизна может быть определена из условно упругого расчета:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{bm}}{h_0} = \frac{(M - 0,8M_{crc})}{E_s A_s z_s h_0} + \frac{0,9M}{E_{b,red} A_b z_s h_0}, \quad (4)$$

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

Выразим предельный изгибающий момент в нормальном сечении элемента при переходе к арочной стадии напряженно-деформированного состояния через обобщенную нагрузку P :

$$M_{ult} = \min(|M_{sup,ult}|, |M_{spn,ult}|), \quad (5)$$

где

$$\begin{aligned} -M_{sup,ult} &= \frac{F_{ult}l}{8} + \frac{q_{ult}l^2}{12} = P_1 \frac{l_1}{4} \frac{1 + \frac{2}{3}\beta}{1 + \beta}, \\ M_{spn,ult} &= \frac{F_{ult}l}{8} + \frac{q_{ult}l^2}{24} = P_1 \frac{l_1}{4} \frac{1 + \frac{1}{3}\beta}{1 + \beta}. \end{aligned} \quad (6)$$

В (6) приняты следующие обозначения: F — сосредоточенная сила, прикладываемая к узлу двухпролетного ригеля над локальным разрушением в конструктивной системе здания; q — равномерно распределенная нагрузка на двухпролетный ригель.

Связь нагрузок F , q с обобщенной нагрузкой P :

$$P = (F + ql) = F(1 + \beta) = ql \frac{1 + \beta}{\beta}, \quad \beta = \frac{ql}{F}, \quad l = 2l_1. \quad (7)$$

Одновременный учет в квазистатическом расчете нагрузок F и q , присущих подходам pull-down и push-down соответственно, позволяет частично устранить недостатки этих подходов, рассмотренные более подробно в работе [24].

2.4. Арочная стадия напряженно-деформированного состояния перекрытий

Наибольшая нагрузка, воспринимаемая на арочной стадии работы при равных пролетах в двухпролетном ригеле, и соответствующий прогиб определяются с учетом физических ограничений из следующих условий:

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_{ult}}{\partial z} &= 0 \Rightarrow z_2 = z_{ult}; \\ P_2 &= P_{ult} = \frac{4M_{ult}}{l_1}, \end{aligned} \quad (8)$$

где l — размер одного пролета (по первичной расчетной схеме) в двухпролетном ригеле; $M_{ult} = M_{ult}(z)$ — предельный изгибающий момент, воспринимаемый опорным сечением ригеля на арочной стадии работы, вычисляемый как для внецентренно сжатого элемента с учетом действующего распора:

³ СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. <https://docs.cntd.ru/document/554403082>

$$N = \Delta L \frac{C_1 C_2}{C_1 + C_2} = \left[\left(l_1^2 + 2(h_0 - a')z - z^2 \right)^{\frac{1}{2}} - l_1 \right] \frac{C_1 C_2}{C_1 + C_2}. \quad (9)$$

Здесь C_1, C_2 — реакции от единичного горизонтального смещения левого и правого опорных сечений условной арки.

При этом из условия обеспечения несущей способности вертикальных элементов на стадиях балочной и арочной работы конструкций перекрытий должны выполняться условия:

$$\begin{cases} M_c = 4\mu i_b \theta_2 \leq M_{c,ult}(N_c); \\ Q_{cn} = \frac{6\mu i_b \theta_2}{h_{fl}} \leq Q_{cn,ult}; \\ Q_{cv} = N_b \leq Q_{cv,ult}. \end{cases} \quad (10)$$

В (10) приняты следующие обозначения: N_b — усилие распора в результате деформирования ригеля, определяемое по формуле (9); M_c — изгибающий момент в верхнем опорном сечении колонны нижнего этажа; Q_{cn} — поперечная сила в верхнем опорном сечении колонны нижнего этажа; Q_{cv} — поперечная сила в нижнем опорном сечении колонны верхнего этажа.

Угол поворота соответствующего узла сопряжения ригеля и колонны θ_i для полностью раскрепленной рамной конструкции (см. рис. 1, а) определяется по формуле

$$\theta = \frac{\eta q l_1^2 (6\lambda - \beta + 10\beta\lambda)}{12\beta i_b (5\eta + 3\mu + 4\eta\mu)}, \quad (11)$$

$$i_b = \frac{EI_b}{l_1}; \quad \mu = \frac{EI_b}{l_1} \cdot \frac{h_{fl}}{EI_c}; \quad \eta = \frac{h_{M=0}}{h_{fl}}.$$

Для частично раскрепленной рамной конструкции (см. рис. 1, б):

$$\begin{aligned} \theta_1 &= \frac{\eta q l_1^2 (18\eta\lambda - 3\beta\mu - 2\beta\eta + 18\lambda\mu + 30\beta\eta\lambda - 4\beta\eta\mu + 30\beta\lambda\mu + 24\eta\lambda\mu + 40\beta\eta\lambda\mu)}{12\beta i_b (16\eta^2\mu^2 + 32\eta^2\mu + 11\eta^2 + 24\eta\mu^2 + 9\mu^2)}, \\ \theta_2 &= \frac{\eta q l_1^2 (42\eta\lambda - \beta\eta + 18\lambda\mu + 70\beta\eta\lambda + 30\beta\lambda\mu + 24\eta\lambda\mu + 40\beta\eta\lambda\mu)}{12\beta i_b (16\eta^2\mu^2 + 32\eta^2\mu + 11\eta^2 + 24\eta\mu^2 + 9\mu^2)}. \end{aligned} \quad (12)$$

В момент перехода к цепной стадии работы, принимая в первом приближении $z_3 = (h_0 - a')$, получим

$$P_3 = (h_0 - a') \left(\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}{l_1 - \Delta_{x1}} + \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}{l_2 - \Delta_{x2}} \right). \quad (13)$$

Здесь σ_{s1} , σ_{s2} могут быть определены согласно⁴ :

$$\sigma_{si,\max} = 2,39 \sqrt{\frac{\tau_{b,\max} E_s}{d_s} \Delta L_{CAA}^{1,4}} \leq R_s. \quad (14)$$

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

$$\Delta L_{CAA} = \sqrt{l_1^2 + (h_0 - a')^2} - l_1. \quad (15)$$

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

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

Подставляя ΔL_{si} вместо ΔL_{CAA} в формулу (14), найдем напряжения σ_{si} во всех стержнях продольной арматуры в сечении.

Если в результате расчета по формуле (14) $\sigma_s > R_s$, то напряжения в растянутой арматуре определяются по формуле

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

$$\varepsilon_{s,\max} = \left\{ \frac{8\tau_{bm,pl}\varepsilon_{su}}{d_s (R_{su} - R_s)} \left[\Delta L_{CAA} - 0,288 \left(\frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,\max} E_s} \right)^{0,714} - 2d_s \frac{R_s}{E_s} \right] + \varepsilon_{s2}^2 \right\}^{0,5}, \quad (17)$$

где $\tau_{bm,pl} = 0,27\tau_{b,\max}$ — средние напряжения сцепления на участке работы арматурного стержня в пластической стадии; ε_{su} — предельные относительные деформации продольной арматуры.

Уточненное значение прогиба при переходе от арочной стадии работы к цепной определим из выражения

$$z_3 = z_{30} + \theta l_1, \quad \theta = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}. \quad (18)$$

2.5. Цепная стадия напряженно-деформированного состояния перекрытий

При соблюдении условия $\sigma_s < R_{su}$ для деформированного состояния конструкции в переходном состоянии (P_3 , z_3) предельный прогиб z_4 в момент обрыва наиболее растянутых арматурных стержней в одном из опорных сечений на цепной стадии напряженно-деформированного состояния может быть найден, если принять $\sigma_s = R_{su}$:

$$z_4 = \sqrt{(l_1 + \Delta L_{CA})^2 - (l_1 - \Delta_x)^2},$$

$$\Delta L_{CA} = \frac{R_{su} - R_s}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s}{4} \frac{\varepsilon_{su}}{2} + \frac{R_s}{E_s} 2d_s + 0,288 \left(\frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,\max} E_s} \right)^{0,714}. \quad (19)$$

Предельная нагрузка P_4 вычисляется по формулам (13), подставляя z_4 вместо $(h_0 - a')$. При этом для нормальных сечений крайних колонн в месте сопряжения с ригелем в частично раскрепленных рамных конструкциях должно выполняться условие

⁴ FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.

$$M_c \eta_{\text{crit}} \leq M_{c, \text{ult}}(N), \quad \eta_{\text{crit}} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P}{\sum P_{\text{crit}}}}. \quad (20)$$

Здесь, следуя подходу, рассмотренному в ACI 318⁵, коэффициент продольного изгиба при относительном горизонтальном смещении перекрытий одного этажа определяется с учетом работы всех колонн рассматриваемого этажа по одну сторону от локального разрушения в конструктивной системе, где $\sum P$, $\sum P_{\text{crit}}$ — сумма действующих продольных сил и критических сил в этих колоннах. В случае, когда проверяемая зона возможного локального разрушения включает колонны крайнего ряда или угловую колонну, знаки суммы в (20) исчезают, и формула преобразуется к известной форме для проверки отдельных элементов.

3. Результаты исследования и их анализ

3.1. Сопоставление с результатами исследований А.Т. Pham и К.Н. Tan

Для проверки предложенных силовых и деформационных критериев стадий напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций каркасов зданий было выполнено сопоставление с результатами экспериментальных исследований А.Т. Pham и К.Н. Tan [1], которые испытали несколько подконструкций железобетонных рам при различном уровне гравитационной нагрузки, приложенной к узлу в середине пролета, и скорости ее приложения. Общий вид рамной конструкции, ее размеры и схема нагружения приведены на рис. 3, а. Механические характеристики материалов конструкций: предел текучести продольной арматуры не менее 535 МПа, временное сопротивление при разрыве — не менее 615 МПа; средняя цилиндрическая прочность бетона при одноосном сжатии — 35 МПа. Результаты расчета в виде диаграммы $P - z$ представлены на рис. 3, б.

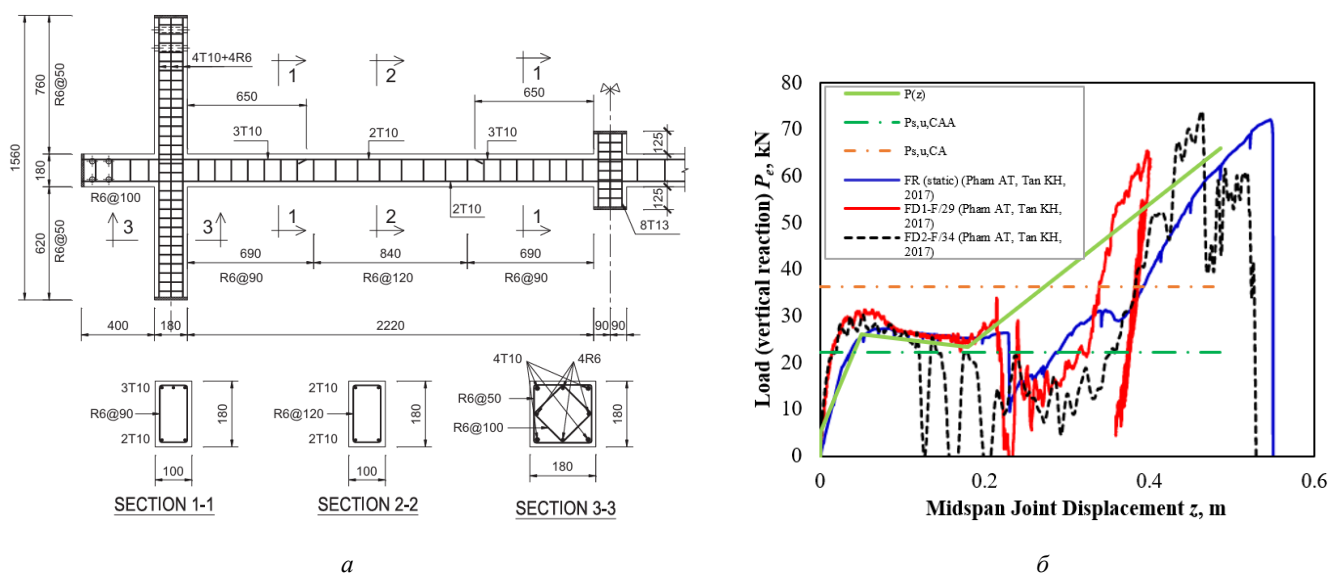


Рис. 3. Сопоставление с результатами экспериментальных исследований А.Т. Pham и К.Н. Tan [1]: а — геометрические размеры и схема армирования; б — расчетный и экспериментальные графики зависимости обобщенной вертикальной реакции (нагрузки) от перемещения узла в середине пролета

Источники: а — выполнено А.Т. Фам, К.Х. Тан [1]; б — выполнено С.Ю. Савиным

⁵ ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete. An ACI Standard. Reported by ACI Committee 318.

Как видно из графиков, кривые, построенные по зависимостям, предложенным в этом исследовании, достаточно хорошо повторяют экспериментальные диаграммы в характерных точках смены стадий напряженно-деформированного состояния. Вместе с тем из-за отсутствия промежуточных точек диаграммы на цепной стадии напряженно деформированного состояния наблюдается более существенное расхождение между экспериментальными кривыми и аналитической линией, проходящей через характерные точки (P_3, z_3) , (P_4, z_4) . Результатом такого расхождения может стать завышение предельной статической нагрузки по методу энергетического баланса, воспринимаемой на цепной стадии напряженно-деформированного состояния перекрытий над локальным разрушением. В связи с этим для уточнения участка диаграммы, соответствующего цепному уровню деформирования, может быть использована аппроксимация функцией тангенса.

3.2. Сопоставление с результатами экспериментальных исследований многоэтажных рам

Для проверки исходных предпосылок о параметрах напряженно-деформированного состояния элементов железобетонной конструктивной системы в зоне возможного локального разрушения на различных стадиях напряженно-деформированного состояния в результате аварийной ситуации с учетом конструктивных особенностей, начального напряженно деформированного состояния от действия статически приложенной эксплуатационной нагрузки и специфических механизмов сопротивления выполнен анализ результатов экспериментальных исследований конструкций железобетонных рам при двухэтапном статико-динамическом нагружении в результате особого воздействия.

Рассмотрена сборно-монолитная железобетонная рама, результаты испытаний которой приведены в работе [6]. Конструкция рамы представлена на рис. 4, а.

Высота сборной части сечения из бетона класса В35 $h_2 = 70$ (мм); высота монолитной части сечения из бетона класса В50 $h_1 = 30$ (мм); расстояние между продольными осями двух составных элементов $\omega = 50$ мм. Продольное армирование составных ригелей принято из арматуры класса В500, диаметром 4 (мм). Поперечное армирование ригелей принято из проволоочной арматуры диаметром 2 мм с характеристиками, близкими к арматуре класса А240.

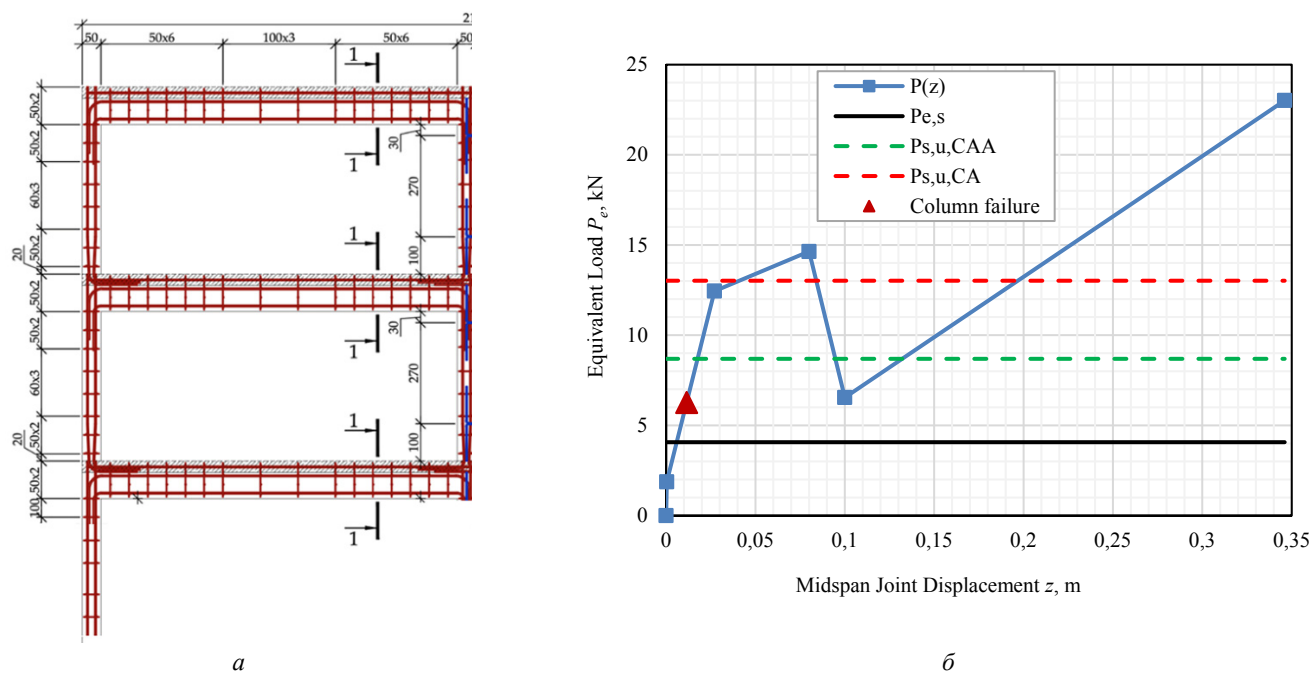


Рис. 4. Сопоставление с результатами экспериментальных исследований [6]:
а — геометрические размеры и схема армирования; б — расчетные и экспериментальные графики зависимости обобщенной вертикальной реакции (нагрузки) от перемещения узла в середине пролета
Источник: выполнено С.Ю. Савиным

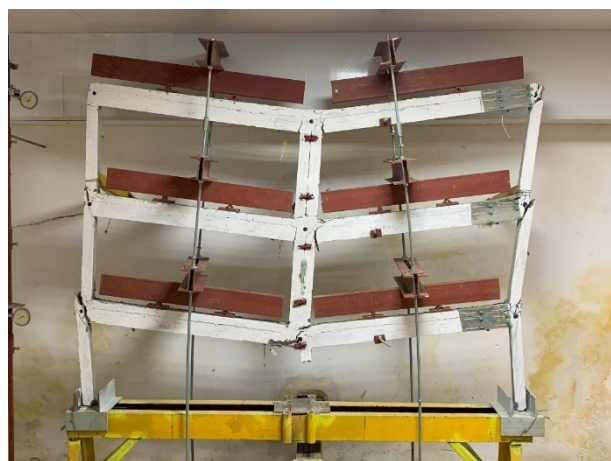
Экспериментальные рамы нагружались статической нагрузкой, передаваемой через рычажную систему. Нагрузка прикладывалась в виде сосредоточенных сил в третях пролетов ригелей. Значения сосредоточенных нагрузок, приложенных к ригелям рамы, составляли: $P_1 = 3,2$ кН, $P_2 = 2,64$ кН, $P_3 = 2,04$ кН. Здесь наибольшее значение нагрузки соответствовало верхнему этажу, наименьше — нижнему этажу рамы.

В соответствии с методикой испытания физической модели железобетонной рамы производится в два этапа. На первом этапе к узлам опытной модели конструктивной системы с помощью рычажной системы ступенчато (в 10 ступеней) прикладывается гравитационная нагрузка.

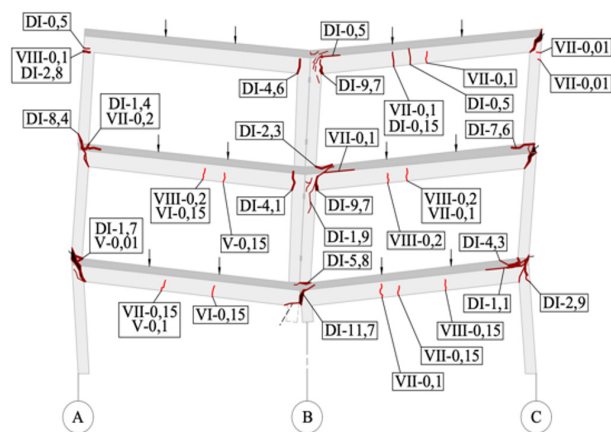
На втором этапе выполняется мгновенное удаление промежуточной опоры, имитирующей колонну среднего ряда. При моделировании запроектного воздействия на физическую модель стойка превращается в мгновенно изменяемую систему, что эквивалентно мгновенному удалению связи в конструктивной системе. Для упрощения процедуры физического моделирования граничные условия узла опирания рамы на промежуточную опору представляли собой шарнирное опирание.

На рис. 4, б, представлены расчетные диаграммы деформирования эквивалентной модели двухпролетного ригеля экспериментальной железобетонной рамы, полученные с использованием предложенных в работе зависимостей. Горизонтальные линии P_{es} , $P_{s,u,CAA}$, $P_{s,u,CA}$ представляют собой эквивалентную статическую нагрузку на раму, предельную статическую нагрузку по арочной и цепной стадиям работы конструкции соответственно. Следует отметить, что при построении диаграмм учитывалась жесткость опорных закреплений на горизонтальное смещение и поворот, однако проверка несущей способности стоек не выполнялась. Поэтому точка, соответствующая разрушению стоек рамы по наклонным и нормальным сечениям, занимает промежуточное положение между предельными точками балочной и арочной стадий напряженно-деформированного состояния на теоретических диаграммах $P — z$. Это подтверждает необходимость выполнять проверку несущей способности по критериям особого предельного состояния не только конструкций перекрытий над локальным разрушением, но и вертикальных элементов (колонн, пилонов) в зоне возможного локального разрушения, в первую очередь для угловых колонн и колонн крайних рядов.

Общий вид деформированного состояния рамы в результате аварийного воздействия показан на рис. 5.



а



б

Рис. 5. Рама второго типа после испытаний на аварийное воздействие:
а — общий вид; б — картина трещинообразования и разрушения

Источники: выполнено В.И. Колчуновым и др. [6]

В результате аварийной ситуации, связанной с потерей несущей способности колонны среднего ряда (моделировалось выключаемой опорой), произошло перераспределение нагрузки по альтернативным путям. Было отмечено образование нормальных трещин в опорных и пролетных сечениях двухпролетных ригелей над локальным разрушением на всех этажах рамной конструкции. Образо-

вались продольные трещины по контакту монолитной и сборной части ригелей. Колонны крайних рядов практически на всех этажах разрушились по наклонному сечению. Колонна первого этажа по оси С разрушилась по нормальному сечению с образованием пластического шарнира в верхнем опорном сечении.

4. Заключение

1. Сформулированы силовые и деформационные критерии стадий напряженно-деформированного состояния железобетонных рамных конструкций каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения при внезапной потере несущей способности вертикального элемента (колонны, пилона).

2. С использованием полученных критериев и положений энергетического баланса построены упрощенные зависимости для оценки предельной статической нагрузки для арочной и цепной стадий напряженно-деформированного состояния конструкций перекрытий.

3. Выполненное сопоставление результатов расчета по полученным в работе зависимостям для силовых и деформационных критериев стадий напряженно-деформированного состояния с данными экспериментальных исследований подтвердило их достоверность, а также продемонстрировало необходимость учета совместного деформирования конструкций перекрытий и вертикальных несущих элементов для корректной оценки деформированного состояния каркасов зданий при аварийном воздействии.

Список литературы

1. Pham A.T., Tan K.H. Experimental study on dynamic responses of reinforced concrete frames under sudden column removal applying concentrated loading // *Engineering Structures*. 2017. Vol. 139. P. 31–45. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.002>
2. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Resistance of reinforced concrete frames to progressive collapse at catenary action of beams // *Reinforced Concrete Structures*. 2024. Vol. 6. No. 2. P. 43–53. <http://doi.org/10.22227/2949-1622.2024.2.43-53> EDN: FCSSTT
3. Almusallam T., Al-Salloum Y., Elsanadedy H., Tuan N., Mendis P., Abbas H. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios // *Structure and Infrastructure Engineering*. Taylor & Francis. 2020. Vol. 16. No. 12. P. 1616–1634. <http://doi.org/10.1080/15732479.2020.1719166> EDN: DBUUUL
4. Adam J.M., Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta Ju., Moragues Ju.J. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 210. Article no. 110414. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110414> EDN: POAKZI
5. Pham A.T., Brenneis Ch., Roller Ch., Tan K.H. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. No. 16. P. 850–863. <http://doi.org/10.1680/jmacr.21.00115> EDN: VPPOYT
6. 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. Vol. 14. No. 6. P. 1776. <http://doi.org/10.3390/buildings14061776> EDN: YCLTNL
7. Савин С.Ю. Уровни напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонных рам при аварийных воздействиях // *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2025. № 6 (798). С. 5–21. <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2025-798-6-5-21> EDN: NCVLTU
8. Lu X., Lin K., Li Ch., Li Y. New analytical calculation models for compressive arch action in reinforced concrete structures // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 168. P. 721–735. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.097>
9. Wang S., Peng J., Kang S.-B. Evaluation of compressive arch action of reinforced concrete beams and development of design method // *Engineering Structures*. 2019. Vol. 191. P. 479–492. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.083>
10. Yu J., Tan K.H. Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages // *Magazine of Concrete Research*. 2014. Vol. 66. No. 3. P. 109–126. <http://doi.org/10.1680/macr.13.00217>
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 // *Engineering Structures*. 2022. Vol. 273. Article no. 115090. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115090> EDN: BRWNPM
12. Xi Zh., Zhang Zh., Qin W., Zhang P. Experiments and a reverse-curved compressive arch model for the progressive collapse resistance of reinforced concrete frames // *Engineering Failure Analysis*. 2022. Vol. 135. Article no. 106054. <http://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2022.106054> EDN: TTXIRJ

13. Савин С.Ю., Колчунов В.И. Устойчивость железобетонных каркасов зданий к начальному локальному разрушению // Известия вузов. Строительство. 2024. № 10. Р. 50–64. <http://doi.org/10.32683/0536-1052-2024-790-10-50-64> EDN: UHMOLJ
14. Федорова Н.В., Кореньков П.А. Статико-динамическое деформирование монолитных железобетонных каркасов зданий в предельных и запредельных состояниях // Строительство и реконструкция. 2016. Vol. 6. № 68. С. 90–100. EDN: XBKCCV
15. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // Строительство и реконструкция. 2021. Т. 93. № 1. С. 74–84. <http://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-93-1-74-84> EDN: JVKPHT
16. Fedorova N., Vu N.T. Deformation criteria for reinforced concrete frames under accidental actions // Magazine of Civil Engineering. 2022. Vol. 109. No.1. <http://doi.org/10.34910/MCE.109.2> EDN: XPYFGL
17. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // Journal of Physics: Conference Series. 2019. Vol. 1425. No. 1. Article no. 012033. <http://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012033> EDN: SPPYUZ
18. Kolchunov V.I., Moskovtseva V.S. Robustness of reinforced concrete frames with elements experiencing bending with torsion // Engineering Structures. 2024. Vol. 314. Article no. 118309. <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118309> EDN: PNBEQJ
19. Savin S., Kolchunov V., Fedorova N., Tuyen Vu N. Experimental and numerical investigations of rc frame stability failure under a corner column removal scenario // Buildings. 2023. Vol. 13. No. 4. Article no. 908. <http://doi.org/10.3390/buildings13040908> EDN: XFEVTO
20. Choi H., Kim J. Progressive collapse-resisting capacity of RC beam — column sub-assembly // Magazine of Concrete Research. 2011. Vol. 63. No. 4. P. 297–310. <http://doi.org/10.1680/macr.9.00170>
21. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions // Journal of Engineering Mechanics. 2007. Vol. 133. No. 3. P. 308–319. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:3\(308\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:3(308))
22. Тур В.В., Тур А.В., Лизогуб А.А. Проверка живучести конструктивных систем из сборного железобетона по методу энергетического баланса // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 8. С. 1015–1033. <http://doi.org/10.22227/1997-0935.2021.8.1015-1033> EDN: CZLNAM
23. Гениев Г.А. О динамических эффектах в стержневых системах из физических нелинейных хрупких материалов // Промышленное и гражданское строительство. 1999. № 9. С. 23–24. EDN: ZCGTGX
24. Савин С.Ю., Федорова Н.В. Сопоставление методов расчета несущей системы на внезапный отказ одного из ее элементов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 4. С. 329–340. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-4-329-340> EDN: WHZYBW