



УДК: 624.078.414

DOI: 10.48612/NewsKSUAE/74.10

EDN: KZWPZI

Напряженно-деформированное состояние монолитного стыка с U-образными и Г-образными связями при прогрессирующем обрушении

Ю.В. Миронова¹

¹Казанский государственный архитектурно-строительный университет»,
г. Казань, Российская Федерация

Аннотация. *Постановка задачи.* Обеспечение надежности и устойчивости монолитных зданий при аварийных воздействиях зависит от конструктивного решения, прочностных и деформативных характеристик несущих элементов и их стыков, технологичности исполнения сопряжений конструкций. Задача имеет некоторое количество решений, носящих рекомендательный характер, обусловленный сложностью проектирования с учетом прогрессирующего обрушения зданий, и предопределяет необходимость разработки оптимальных конструкций стыков. Рассмотрено сравнение U-образных и Г-образных связей в стыке колонны и перекрытия, повышающих сопротивляемость каркасов критическим воздействиям, приводящих к моментальному или длительному разрушению. Учет различных по характеру работы и свойствам элементов стыка, сложного напряженно-деформированного состояния и запредельной работы материалов является с задачей. *Цель работы* заключается в моделировании конструктивных решений монолитного стыка колонны и перекрытия, повышающих сопротивляемость несущей системы здания прогрессирующему обрушению и определении их напряженно-деформированного состояния с учетом закритической работы арматуры.

Задачами исследования являются: расчет каркаса монолитного многоэтажного здания при прогрессирующем обрушении для определения максимальных напряжений в элементах; численное моделирование стыка и анализ его напряженно-деформированного состояния, разработка на основе выявленных особенностей работы стыка оптимального решения связей, разработка рекомендаций по проектированию связей в стыке.

Результаты. Определены максимальные усилия в стыках колонн и перекрытий монолитного многоэтажного каркаса при гипотетическом аварийном воздействии, предложен вариант модернизации конструктивных решений связей в стыке. Проведено многофакторное численное моделирование стыка с учетом работы на растягивающие усилия, определены прочностные и деформационные характеристики, учтена запредельная работа арматуры. Предложено решение и рекомендации по проектированию связей в стыке с учетом прогрессирующего разрушения.

Выводы. Значимость полученных результатов заключается в том, что предлагаемый вариант конструктивного решения стыка колонны и перекрытия монолитных многоэтажных и высотных зданий и результаты исследования могут быть использованы при проектировании для повышения сопротивляемости прогрессирующему обрушению.

Ключевые слова: прогрессирующее обрушение, монолитные каркасы многоэтажных зданий, стыки колонн и перекрытий, напряженно-деформированное состояние, диаграммы работы арматуры и бетона.

Для цитирования: Миронова Ю.В. Напряженно-деформированное состояние монолитного стыка с U-образными и Г-образными связями при прогрессирующем обрушении // Известия КГАСУ, 2025, № 4 (74), с. 109-120, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/74.10, EDN: KZWPZI

Stress-strain state of a monolithic joint with U-shaped and L-shaped connections during progressive collapse

Yu.V. Mironova¹,

¹Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russia

Abstract. *Problem statement.* Ensuring the reliability and stability of monolithic buildings under emergency conditions depends on the design solution, the strength and deformation characteristics of the load-bearing elements and their joints, and the manufacturability of the structural connections. The task has several solutions that are of a recommendatory nature due to the complexity of designing buildings with progressive collapse, which necessitates the development of optimal joint designs. The article compares different design solutions (U-shaped and L-shaped) for the connections between columns and floors, which enhance the resistance of building frames to critical loads that can cause immediate or prolonged collapse. It is an important task to take into account the different nature of the work and properties of the joint elements, the complex stress-strain state, and the extreme work of the materials. *The purpose* of the work consists in modeling the structural solutions of the monolithic joint between the column and the floor, which increase the resistance of the building's load-bearing system to progressive collapse, and determining their stress-strain state, taking into account the critical behavior of the reinforcement.

The objectives of the study are: calculation of the frame of a monolithic multi-storey building during progressive collapse to determine the maximum stresses in the elements; numerical modeling of the joint and analysis of its stress-strain state, development of an optimal solution for the connections based on the identified features of the joint's operation, and development of recommendations for designing connections in the joint.

Results. The maximum forces in the joints of columns and floors of a monolithic multi-storey frame under a hypothetical emergency impact are determined, and an option for modernizing the design of connections in the joint is proposed. A multifactorial numerical simulation of the joint is performed, taking into account the effect of tensile forces, and the strength and deformation characteristics are determined, and the excessive work of the reinforcement is taken into account. A solution and recommendations for designing connections in the joint are proposed, taking into account the progressive destruction.

Conclusions. The significance of the obtained results lies in the fact that the proposed design solution for the joint of a column and a floor of monolithic multi-storey and high-rise buildings and the results of the study can be used in design to increase resistance to progressive collapse.

Keywords: progressive collapse, monolithic frames of multi-storey buildings, column and floor joints, stress-strain state, reinforcement and concrete performance diagrams.

For citation: Mironova Yu.V. Stress-strain state of a monolithic joint with U-shaped and L-shaped connections during progressive collapse // News of KSUAE, 2025, № 4 (74), p. 109-120, DOI: 10.48612/NewsKSUAE/74.10, EDN: KZWPZI

1. Введение

Интерес к индивидуальности и уникальности проектов вновь возводимых объектов обуславливает широкое применение монолитных зданий, но в то же время, в крупных городах риск аварийного разрушения таких зданий увеличивается в силу разных обстоятельств. Причиной может быть любая из множества аварийных ситуаций, которые не рассматриваются при обычном проектировании: особые условия, землетрясения, пожары, чрезмерные ветровые воздействия и т.п., являющиеся при проектировании гипотетическими. Вопросы обеспечения безопасности зданий и сооружений в современных условиях стоят очень остро, особенно часто это касается каркасных зданий из монолитного железобетона, являющихся наиболее массовой и наименее устойчивой к прогрессирующему обрушению системой [1-3]. В соответствии с уточненными требованиями российских нормативных документов и федеральных законов, кроме

классического расчета конструкций по предельным состояниям необходимо выполнять расчет несущих систем на аварийное воздействие, вызванное внезапным выключением одного из несущих элементов. Однако, на сегодняшний день в нормах прописаны только рекомендации, без уточнения методов и методик расчета, ввиду большого количества неизвестных расчета, разнообразия объемно-планировочных и конструктивных решений, определяющих действительную работу зданий при аварийных воздействиях. Тем не менее, существует большое количество исследований в этой области, попыток создания методов расчета, уточнения нормативной базы, разработки конструктивных решений узлов и элементов, предусматривающих защиту зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения, и особенно для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности [4-6]. Ключевые методы противодействия прогрессирующему обрушению включают увеличение неразрезности конструкций, создание «подвешенных» систем перекрытий и использования аутриггерных этажей. Особое внимание при этом уделяется узлам сопряжения колонн и плит, как наиболее уязвимым элементам, где рекомендованы дополнительные арматурные связи для обеспечения крепления плит к вышележащим колоннам, косвенное армирование в зонах действия сжимающих напряжений и т.п. [7-9]. При этом необходимо учесть ресурс элементов стыка, обусловленный запределной работой материалов, без ограничения деформаций. Многие вопросы до сих пор остаются нерешенными: отсутствие универсальных методик расчета, недостаточная изученность поведения стыков при аварийных воздействиях требует проведения дальнейших исследований в этой области. Таким образом, проблема обеспечения устойчивости зданий против прогрессирующего обрушения требует комплексного решения, сочетающего инженерные и нормативные аспекты и всесторонний анализ последствий аварий. Несмотря на большое количество исследований, сохраняется недостаточность надежных расчетных методик и конструктивных решений, в том числе для монолитных стыков колонн и плит перекрытий [10,11].

В свете задачи повышения сопротивляемости несущих систем прогрессирующему обрушению, необходимо обеспечить работу стыков, как наиболее уязвимых элементов, на все виды нагрузок. Для этого необходимо на основе анализа различных конструктивных вариантов, обеспечивающих надежность, долговечность, прочность, пригодность к нормальной эксплуатации и технологичность определить оптимальное решение, которое, кроме основных требований повысит живучесть зданий из железобетона при аварийных воздействиях [8, 12].

Учитывая совокупность уникальных условий для каждой рассматриваемой системы процесс обрушения в целом будет значительно различаться. Неоднократно упоминалось, что местоположение и тип аварийного воздействия напрямую влияет на напряженно-деформированное состояние каркасов [9,11,13], что также отражено в требованиях и рекомендациях нормативных документов. Таким образом, направление совершенствования несущих конструкций и узлов их сопряжения в зданиях определяется совокупностью вышеперечисленных факторов. Одним из вариантов повышения сопротивляемости системы разрушению является применение в стыках решений, превращающих соединения в висячие системы или «гамак», для этого используют арматурные связи различных конструктивных решений.

Классическим решением, обеспечивающим восприятие стыком всех возникающих усилий (без учета аварийной расчетной ситуации) является пропуск напрямую через тело плиты перекрытия продольных стержней колонны. Значения продольной сжимающей, поперечной сил и изгибающего момента при локальном разрушении значительно изменяются, часто характеризуются возникновением в стыке продольной растягивающей силы, вызывающей отрыв плиты перекрытия от вышележащей колонны, длины анкеровки продольных стержней в плите перекрытия может быть недостаточно для восприятия этой растягивающей силы, происходит вырыв арматуры из тела плиты, запускается процесс лавинообразного обрушения, за счет возникновения следующего локального перенапряжения.

В соответствии с пунктом 9.2.8. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения» для обеспечения работы стыка на растяжение требуется установка арматурных связей между низом колонны и перекрытием как дополнительного

конструктивного мероприятия. Данные арматурные связи рассчитываются на растягивающие усилия, определенные в результате расчета, но не менее 1 т на м² грузовой площади этой колонны. Стандартное конструктивное решение таких связей представляет собой параллельные или пересекающиеся Г-образные арматурные стержни, предусматриваемые в плите и заводимыми в колонну на длину анкеровки.

Бетон являясь композиционным материалом, имеет нелинейный характер работы. Под нагрузкой в нем происходит образование и накопление микротрещин и дефектов, а при достижении определенного уровня напряжений, происходит лавинообразное возрастание деформаций (схожее с механизмом прогрессирующего обрушения) с последующим разрушением материала. При этом образование микродефектов и микротрещин зависит от напряженно-деформированного состояния бетона, работающего с учетом анизотропных свойств [14, 15].

Исходя из вышесказанного, цель работы заключается в модернизации монолитного стыка колонны и перекрытия, повышающего сопротивляемость несущей системы здания прогрессирующему обрушению и определении его напряженно-деформированного состояния с учетом критической работы арматуры и типа применяемых связей.

Задачи работы: выполнить расчет каркаса монолитного многоэтажного здания при прогрессирующем обрушении для определения максимальных напряжений в элементах; провести численное моделирование стыка и анализ его напряженно-деформированного состояния, определить на основе выявленных особенностей работы стыка оптимальное решение связей, предложить решение по проектированию связей в стыке.

2. Материалы и методы

Одним из способов повышения устойчивости многоэтажного монолитного здания против прогрессирующего обрушения является обеспечение непрерывности арматурной связи в стыке колонны и перекрытия. Численный эксперимент реализован в вычислительных комплексах «ЛИРА-САПР 2024» и «ANSYS 2024». Для нахождения оптимального конструктивного решения данного соединения на первом этапе был выполнен расчет несущей системы с целью определения усилий и перемещений элементов в обычных условиях эксплуатации. Расчетная модель здания – «каркас – фундамент – грунтовое основание». На следующем этапе выполнен расчет каркаса с учетом прогрессирующего разрушения квазистатическим методом: удалены ветровые и динамические нагрузки, определена нагрузка на удаляемую колонну, которая была приложена к вторичной расчетной схеме с обратным знаком. Далее был проведен анализ напряженно-деформированного состояния в первичной и вторичной схемах для определения максимальных усилий в элементах каркаса над разрушенным элементом. Полученные данные использовались для вариантного моделирования стыка в «ANSYS 2024».

Рассмотрено 22-этажное здание с каркасно-стеновой смешанной системой с безригельным монолитным железобетонным перекрытием, подземная часть 2-этажная пилонно-стеновая, класс ответственности КС-2. Величины нагрузок определены в соответствии с требованиями СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия», район строительства – г. Москва. Шаг вертикальных конструкций надземной части составляет 6,0...7,3 м, сечение 900х200 мм, 1200х200 мм, 1800х200 мм, 2100х200, толщина стен - 200, 300 и 400 мм; перекрытия монолитные железобетонные плоские толщиной 200 - 300 мм; пилоны подземной части монолитные железобетонные сечением преимущественно 400х1500 мм, толщина стен 200, 300, 400 мм, перекрытия толщиной 250, 400, 500 мм; класс бетона: пилоны и колонны – В60, стены – В40, перекрытия – В40 - В60; арматура для всех конструкций класса А500С; фундаментная плита на естественном основании толщиной 1400 мм.

Жесткости элементов железобетонных конструкций приняты по приведенному модулю упругости, учитывающему класс бетона, армирование, длительность нагружения и условия эксплуатации для каждого конструктивного элемента: для бетона класса В40 – $E_b = 36000$ МПа; В50 – $E_b = 38000$ МПа; В60 – $E_b = 39500$ МПа. Начальный модуль упругости бетона E_b применялся с понижающими коэффициентами: 0,6 - для сжимаемых элементов (стен, колонн), 0,3 - для изгибаемых элементов (балок, фундаментов, плит перекрытий).

Для получения усилий и перемещений от нагрузок непродолжительного действия начальный модуль упругости бетона E_b применялся с понижающим коэффициентом 0,85.

В соответствии с задачами исследования было рассмотрено два варианта конструктивного решения гибких арматурных связей в стыке – предлагаемое нормами и усовершенствованное, предлагаемое автором. Цель расчета – определение характера работы стыка для определения параметров связей и повышения сопротивляемости прогрессирующему обрушению.

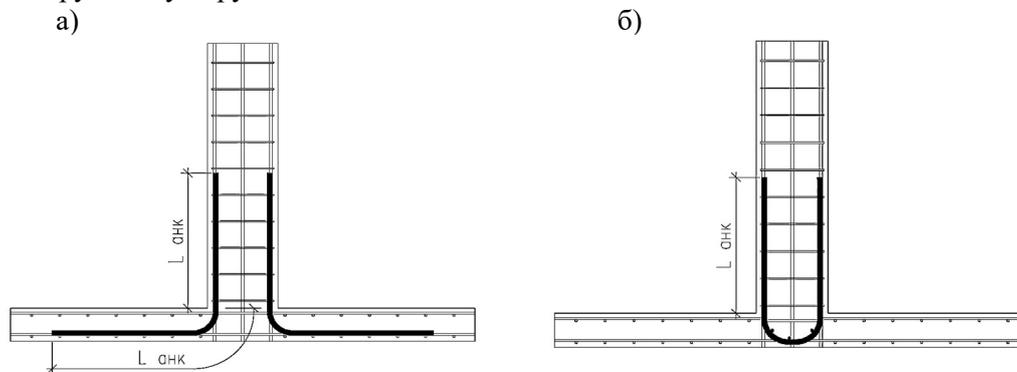


Рис.1. Принципиальное конструктивное решение стыка: а) рекомендуемое СП 385.1325800.2018; б) предлагаемое автором (далее конструктивное решение №2) (иллюстрация автора).

Fig. 1. The principal design solution of the joint: a) recommended by rules and regulations SP 385.1325800.2018; b) proposed by the author (hereinafter, design solution No. 2) (illustration by the authors).

Конструктивное решение №2 представляет собой вариант исполнения гибких арматурных связей в виде гнутых U-образных арматурных стержней. Анкеровка в теле плиты при этом осуществляется за счет петлевых участков стержней с установкой дополнительного поперечного армирования в зоне анкеровки. U-образные стержни закладываются в плиту до ее бетонирования в виде выпусков и заводятся в колонну на длину анкеровки. Предполагается, что использование данного решения позволит существенно сократить расход арматуры при сохранении требуемой несущей способности стыка, оптимизировать использование материала, что особенно актуально ввиду большого количества подобных стыков в масштабах монолитного домостроения. Требуемая площадь поперечного сечения арматурных связей определена из расчета арматуры на растяжение: сопротивление арматуры растяжению принято $R_{s,n}$, согласно п. 5.1 СП 385.1325800.2018. Для исследуемого решения, исходя из расчета каркаса, принято 14 стержней диаметром 36 мм. Таким образом, используется 14 арматурных деталей-связей при стандартном конструктивном решении №1 и 7 арматурных деталей-связей при конструктивном решении №2, так как U-образный элемент имеет два расчетных сечения в плоскости контакта плиты с колонной.

Численное моделирование конструктивных решений с целью определения действительного напряженно-деформированного состояния и схемы разрушения стыка было выполнено в программном комплексе ANSYS. Проведено сопоставление полученных данных с данными натурального эксперимента [16]. Модель стыка представляет собой $\frac{1}{4}$ высоты колонны сечением 400x1500 и участок плиты перекрытия толщиной 250 мм. Выбор высоты колонны обусловлен необходимостью заведения арматурных связей в колонну на требуемую величину анкеровки, а также достаточного удаления от места приложения нагрузки для выравнивания деформаций в колонне. Для учета анизотропных свойств бетона, характеристики бетона и арматуры задавались в нелинейной постановке с применением моделей Menetrey-Willam и Bilinear Isotropic Hardening соответственно. В расчете были использованы бетон класса В60 и арматура класса А500.

Для получения данных о прочностных и деформативных характеристиках элементов стыка нагрузка принималась до значений разрушающей. Получено, что в зависимости от зоны максимальных напряжений, разрушение стыка может происходить от разрыва арматурного стержня и разрушения бетона от сжатия или растяжения. Данное решение

позволяет увеличить сопротивление сдвигу по бетону шва, и предотвратить проскальзывание арматурного стержня в теле панели и предполагает разрушение от текучести арматуры [16].

В результате статического расчета в обычных условиях эксплуатации и при аварийном воздействии получены усилия и деформации в элементах каркаса. При анализе несущей конструкции была определена критически нагруженная колонна по максимальному значению сжимающего усилия, которое составило $N = -733$ тс. Для определения изменения усилий в стыке был выполнен расчет каркаса здания с учетом аварийного воздействия в виде локального разрушения одной из колонн. В соответствии с методикой оценки устойчивости к лавинообразному разрушению, в расчетной модели предусмотрено исключение колонны -2 этажа для последующего анализа поведения конструктивной системы. Расчет выполнен квазистатическим методом.

Получено, что напряженно-деформированное состояние при локальном обрушении колонны изменяется по нелинейному сценарию. Нагрузка от вышележащих этажей перераспределилась на соседние колонны и горизонтальные элементы. Плиты, опирающиеся на разрушенную колонну, работают как висячие системы или мембраны, изгибающие моменты в плите перекрытия в зоне обрушения колонны поменяли знак, абсолютное значение возникшего пролетного момента стало выше первоначального опорного. Также увеличилось значение моментов в пролетах между соседними колоннами. За счет увеличения пролета, в связи с потерей промежуточной опоры, увеличиваются и опорные моменты над соседними колоннами. Очевидно, что с увеличением моментов, увеличивается требуемое армирование плиты перекрытия и армирование стыков, обеспечивающих связь колонны и плиты во избежание прогрессирующего обрушения. Ближайшие соседние колонны остаются сжатыми, однако усилия в них уменьшаются из-за изменения напряженно-деформированного состояния. Эти усилия перераспределяются на остальные колонны. Подбор армирования в колонне, находящейся над удаляемой, в этом случае выполняется из условия ее растяжения. Результаты изменения армирования в плите над удаляемой колонной, а также над смежными колоннами приведены в табл. 1.

Таблица 1

Изменение площади арматуры в зависимости от условий расчёта

Армирование		Стандартный расчет	Учет прогрессирующего обрушения	Изменение армирования, %
Перекрытие				
Верхнее	По X	21,4 см ²	37,1 см ²	73
	По Y	21,4 см ²	37,1 см ²	73
Нижнее	По X	11,3 см ²	37,1 см ²	328
	По Y	11,3 см ²	21,4 см ²	189
Колонна				
Продольное		62,84 см ²	135,5 см ²	215
Поперечное		3,35 см ²	20,11 см ²	601

В колонне, расположенной над удаляемой, возникают растягивающие усилия с максимальным значением 673,16 тс, что доказывает необходимость исследования работы монолитного стыка колонны и плиты перекрытия на растяжение.

3. Результаты и обсуждение

Моделирование стыка колонны и перекрытия на полученные из статического расчета усилия выполнялось для двух вариантов конструктивных решений. Картина распределения напряжений в бетоне представлена на рис.2. Очевидно, что стык с U-образными связями испытывает меньшие напряжения. При доведении стыка до разрушения получено, что разрушающая нагрузка для стыка с конструктивным решением №1 составила 680,35 тс, с конструктивным решением №2 – 683,8 тс, экономия арматуры – 20%.

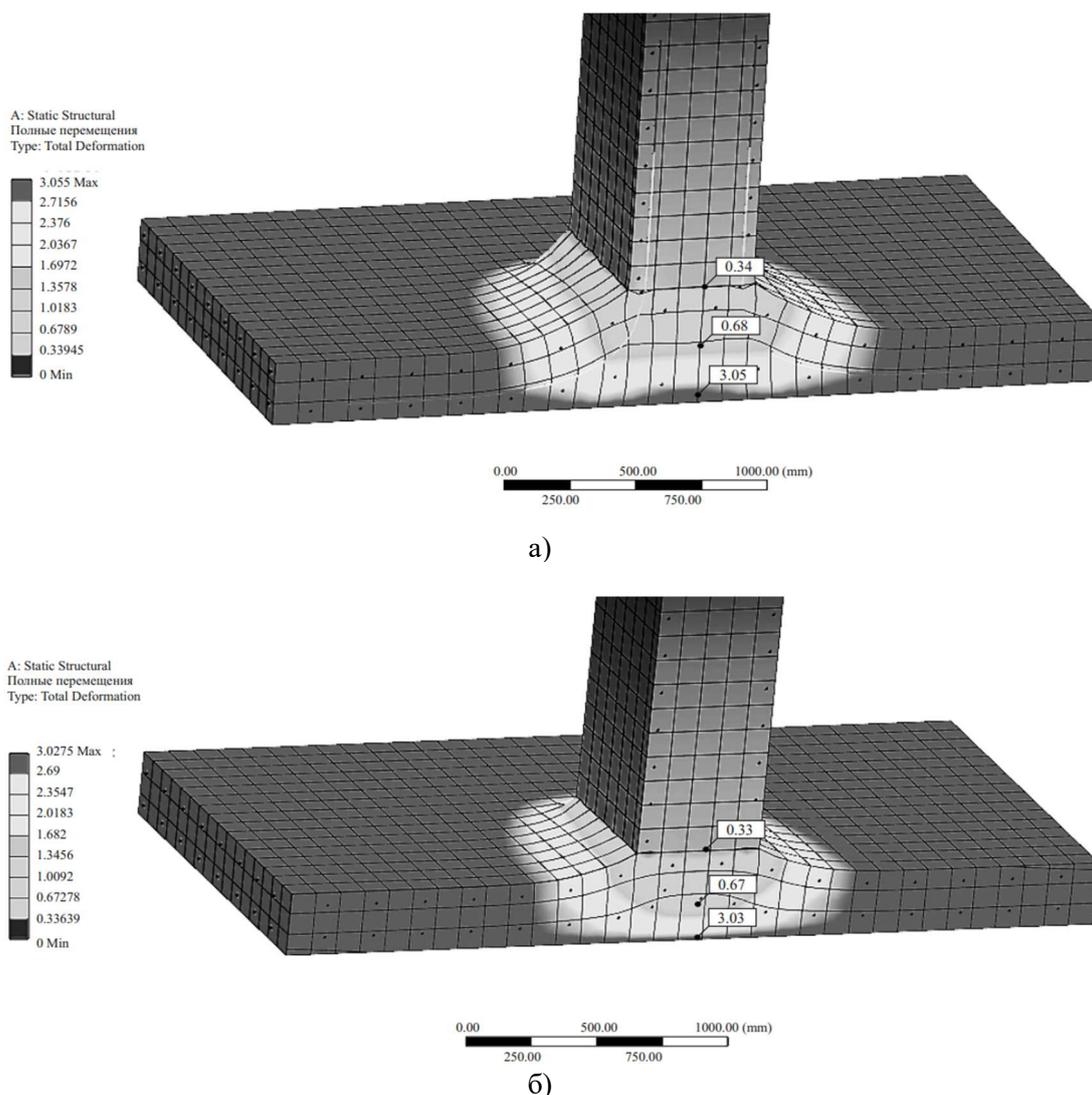


Рис. 2. Характер деформирования стыка: а) конструктивное решение с Г-образными связями; б) конструктивное решение с U-образными связями (иллюстрация автора)
 Fig. 2. The nature of the joint deformation: a) a design solution with L-shaped connections; b) a design solution with U-shaped connections (illustration by the authors).

Таблица 1

Сравнение результатов расчета

Конструктивное решение	№1	№2
Перемещения по оси Y, мм	3,055	3,0275
Главные растягивающие напряжения в бетоне, МПа	3,067	3,0722
Главные сжимающие напряжения в бетоне, МПа	33,919	34,982
Эквивалентные напряжения в бетоне, МПа	33,573	35,332
Эквивалентные напряжения в арматуре, МПа	500,97	500,77
Предельная нагрузка, т	680,35	683,80

Разрушение стыков №1 и №2 наступает на 0,3 с расчета при достижении напряжениями в арматуре предела текучести в месте контакта колонны и плиты перекрытия. Предельная нагрузка при этом составила 680,35 тс для стыка №1 и 683,8 тс для стыка №2, что близко к значению усилия 673,16 тс, возникающего в колонне по результатам расчета каркаса на прогрессирующее обрушение, на которое были подобраны количество и диаметр гибких арматурных связей. Напряжения в бетоне плиты стыков при этом не достигли своего предельного значения, следовательно, прочность бетона в зоне анкерования, а значит и саму анкеровку арматуры в плите можно считать обеспеченной. Однако стоит отметить, что уровень напряжений в бетоне плиты стыка №2 стал несколько выше за счет сосредоточения напряжений, вызванного применением анкерования петель и образуя бетонное ядро в зоне петли по сравнению с вариантом прямой анкеровки,

обеспечивающей более равномерное распределения напряжений. Стоит также отметить, что для конструктивного решения №1 характер распределения напряжений в бетоне плиты в месте ее контакта с колонной имеет определенное сходство с картиной напряжений, описывающей напряженное состояние плиты при продавливании ее колонной. По линиям действия главных напряжений явно читается образование характерной «пирамиды продавливания», что свидетельствует о схожем механизме работы бетона в данных расчетных случаях. Аналогичные картины разрушения описаны в работах Мамина А.Н. по исследованию петлевых стыков [17].

Напряжения в арматурных связях в зоне их анкеровки в плиту также не достигли своего предельного значения, следовательно, несущая способность стыка будет определяться только прочностью арматуры в зоне контакта колонны и плиты перекрытия. Таким образом, подбор требуемой площади гибких арматурных связей из условия их растяжения продольной силой, возникающей в колонне, может быть применим. В конструктивном решении №2 наблюдается более высокий уровень напряжений в арматурной сетке верхнего армирования плиты перекрытия, которая включается в работу петлевого стыка в качестве удерживающей поперечной арматуры. Так как напряжения в арматуре достигли своего предельного значения не только в месте контакта колонны и плиты перекрытия, но и в месте закругления стержня в зоне анкеровки, то несущая способность стыка будет определяться прочностью арматуры в обоих этих сечениях. Таким образом, существующая методика подбора требуемой площади гибких арматурных связей из условия их растяжения продольной силой, возникающей в колонне, должна быть дополнена проверкой прочности бетона и арматуры в зоне анкеровки.

В качестве критерия достижения предельного состояния в рассматриваемом расчетном случае было принято ограничение напряжений в арматуре пределом текучести. Однако согласно СП «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения» работа арматуры допускается также и за пределом текучести. Для моделирования работы арматуры за пределом текучести использована мультилинейная модель материала (Multilinear Hardening), отличающаяся от билинейной модели (Bilinear Hardening) учетом 3 и более разнонаклонных к осям участков диаграммы деформирования, что позволяет смоделировать упрочнение материала за пределом текучести [14,15]. Задание ключевых точек (вершин) диаграммы работы материала по мультилинейной модели в ANSYS осуществляется путем указания значений пластической составляющей деформаций и соответствующих напряжений, то есть первой вставленной точкой должен быть предел текучести, а деформация должна быть равна нулю. Основные значения исследуемых параметров для конструктивного решения №2, полученные в результате расчета с применением билинейной и мультилинейной (с учетом упрочнения за площадкой текучести) моделей, сведены в таблицу 3.

Таблица 3

Сравнение результатов расчета

Модель	Перемещения по оси Y, мм	Главные растягивающие напряжения в бетоне, МПа	Главные сжимающие напряжения в бетоне, МПа	Эквивалентные напряжения в бетоне, МПа	Эквивалентные напряжения в арматуре МПа	Предельная нагрузка, т
Bilinear	3,0275	3,0722	34,982	35,332	500,77	683,80
Multilinear	5,5566	3,3081	45,494	43,587	522,17	726,73
Изм. [%]	+83	+7,7	+30,1	+23,4	+4,3	+6,3

Из результатов расчета видно, что учет самоупрочнения арматуры за площадкой текучести по кусочно-линейной диаграмме деформирования дает повышение несущей способности стыка на 6,3%. При этом разрушение стыка, в отличии от базового расчета с использованием двухлинейной диаграммы работы арматуры (без учета упрочнения) идет по бетону, то есть предельное состояние характеризуется достижением напряжениями в бетоне его предела прочности. Таким образом, мы имеем некоторый дополнительный запас прочности стыка при подборе арматурных связей. В это же время стоит отметить, что повышение уровня напряжений в арматурных связях за счет самоупрочнения

оказалось не столь значительным (до 4,3%), что свидетельствует о несущественном использовании резерва прочности арматуры, остающегося за площадкой текучести. Из этого следует, что учет самоупрочнения арматуры ввиду возрастающей сложности расчета в рамках практических задач оказывается не столь оправданным, и им можно пренебречь в запас прочности.

Стоит также отметить, что изменение диаметра стержней поперечного армирования в зоне анкеровки петли не привело к значительным изменениям результатов. В модели конструктивного решения № 2 в зоне анкеровки был использован диаметр стержней поперечного армирования 20 мм. В ходе исследования был рассмотрен такой же вариант конструктивного решения, но с диаметрами стержней 16 и 28 мм. Также был рассмотрен случай без установки поперечного армирования. Результаты данного численного эксперимента приведены ниже.

Таблица 4

Величина	Результаты расчета			
	Значение при диаметре поперечного армирования			
	без поперечного армирования	Ø16	Ø20	Ø28
Перемещения по оси Y	3,0307 мм	3,0281 мм	3,0275 мм	3,0280 мм
Предельная нагрузка	6821,9 кН	6834,1 кН	6838,0 кН	6845,3 кН

Увеличение предельной нагрузки между вариантом с использованием поперечной арматуры Ø28 мм и вариантом без использования поперечной арматуры составляет не более 0,3%. Таким образом, введение поперечного армирования в зоне анкеровки петли лишь незначительно увеличивает несущую способность стыка. Исходя из этого можно сделать вывод, что предлагаемое конструктивное решение может применяться и без установки дополнительных поперечных стержней.

Таблица 5

Технико-экономические показатели по показателю расхода арматуры	
Конструктивное решение	Расход арматуры, кг
КР №1	257,28
КР №2	148,77

Таким образом, при использовании предлагаемого конструктивного решения (КР №2) расход арматуры снижается на 42,2% по сравнению со стандартным конструктивным решением (КР №1)

Для практического применения разрабатываемого конструктивного решения также была проанализирована работа рассматриваемого стыка при различных диаметрах стержней арматурных связей и различных классах бетона плиты перекрытия. Для этого было дополнительно разработано 30 конечно-элементных моделей с наиболее часто применяемыми диаметрами арматурных стержней и классами бетона. Полученные результаты в виде зависимости несущей способности стыка от диаметра стержней арматурных связей и класса бетона сведены в таблицу.

Численные исследования напряженно-деформированного состояния монолитного стыка колонны и плиты перекрытия в ANSYS при различных конструктивных решениях арматурных связей в стыке – существующего и разрабатываемого в рамках данной работы, показало, что достигнуто значительное снижение расхода арматуры (42,2 %) при сохранении требуемой несущей способности стыка, то есть предлагаемое конструктивное решение арматурных связей является более эффективным по сравнению с существующим решением. Полученные численным моделированием схемы разрушения и картины распределения напряжений согласуются с данными работ [12,16,17]. Учет упрочнения арматуры за площадкой текучести ожидаемо дал повышение несущей способности стыка, что, опять же, свидетельствует о некотором запасе прочности (до 6,3%) и надежности разрабатываемого конструктивного решения арматурных связей, что также отмечается в работе [18]. Изменение диаметра стержней поперечного армирования в зоне анкеровки петли не привело к значительным изменениям результатов. Даже при полном отсутствии поперечного армирования несущая способность стыка снизилась только на 0,3% по сравнению наибольшим рассмотренным диаметром. Однако при изменении местоположения дополнительного поперечного армирования и переносе его в зону

действия максимальных перерезывающих усилий, эти данные могут измениться [8], как и способ повышения сопротивляемости каркаса прогрессирующему обрушению. Тем не менее, проведенное исследование дает основание сделать вывод, что предложенное конструктивное решение с U-образными связями может эффективно применяться и без установки дополнительных поперечных стержней.

Таблица 6

Диаметр арматурных связей, мм	Предельная нагрузка при классе бетона, т				
	B25	B30	B40	B50	B60
16	279,24	280,34	319,58	357,25	415,73
20	350,81	391,02	397,34	443,73	492,23
25	367,55	413,57	479,32	538,67	565,96
28	372,32(B)	420,31	490,08	552,74	581,84
32	377,06(B)	426,43(B)	550,03	629,27	653,59
36	380,90(B)	431,16(B)	556,82(B)	638,98	683,80

Примечание – буква (B) возле значения нагрузки указывает на то, что разрушение стыка наступает по бетону

4. Заключение

Рассмотренный в работе способ соединения арматуры плиты и колонны позволяет воспринять дополнительные усилия без ограничения деформаций с учетом закритической работы стали при разрушения смежных несущих элементов, является экономичным и технологичным. По результатам исследования были сделаны выводы:

1. Для анализа напряженно-деформированного состояния каркаса монолитного многоэтажного здания проведены статический и динамический расчеты несущей системы здания при нормальных условиях эксплуатации и при прогрессирующем обрушении квазистатическим методом. Выявлено наиболее уязвимое место, установлено, что при локальном удалении колонны происходит изменение напряженно-деформированного состояния конструктивной системы, определено максимальное растягивающее усилие, возникающие в стыке колонны и плиты перекрытия.

2. При оценке результатов численного моделирования двух вариантов конструктивного решения арматурных связей (Г-образные и U-образные связи) на измененные усилия определены особенности напряженно-деформированного состояния и характер разрушения. Численное моделирование в ANSYS показало, что предлагаемое решение позволяет снизить расход арматуры на 42,2% при обеспечении несущей способности.

3. Рассмотрено влияние учета упрочнения материала арматуры за площадкой текучести на несущую способность стыка, учет упрочнения арматуры за пределом текучести увеличил несущую способность стыка на 6,3%.

4. Предложено решение по модернизации конструктивного решения стыка и получены данные о характере его работы, доказывающие его применимость для зданий, проектируемых с учетом недопущения прогрессирующего обрушения

Предложенное конструктивное решение стыка колонны и плиты перекрытия с использованием U-образных арматурных связей является надежным, эффективным и экономически выгодным, обеспечивает необходимую устойчивость здания к прогрессирующему обрушению, соответствует нормативным требованиям и может быть рекомендовано для применения при проектировании монолитных зданий. Дальнейшие исследования могут быть направлены на оптимизацию параметров стыка, расширение диапазона применяемых материалов, уточнение жесткостных характеристик стыка с учетом запредельных условий работы материалов, а также разработкой методики расчета стыка.

Список литературы/ References

1. Elkady N., Augusthus Nelson L., Weekes L., Makoond N., Buitrago M. Progressive collapse: Past, present, future and beyond // Structures. 2024. Vol. 62. P. 106131. DOI:10.1016/j.istruc.2024.106131.

2. Тамразян А.Г. Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений // Вестник МГСУ. 2011. № 2–1. С. 21–27.
Tamrazyan A.G. Basic principles of risk assessment in the design of buildings and structures // Bulletin of MGSU. 2011. No 2–1. P. 21–27.
3. Колчунов В.И., Московцева В.С., Бушова О.Б., Жуков Д.И. Расчетный анализ способов защиты монолитных каркасов многоэтажных зданий с плоскими перекрытиями от прогрессирующего обрушения // Строительство и реконструкция. 2021. №4. С.35-44. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-35-44>.
Kolchunov V.I., Moskovtseva V.S., Bushova O.B., Zhukov D.I. Computational analysis of methods for protecting monolithic frames of multi-storey buildings with flat floors from progressive collapse. // Construction and reconstruction. 2021. No. 4. P.35-44. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-96-4-35-44>.
4. 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.
Travush V.I., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Some Directions for Developing the Theory of Survivability of Structural Systems of Buildings and Structures // Industrial and Civil Engineering. – 2015. – No. 3. – P. 4-11.
5. Kiakojouri F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M.R. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects // Engineering Structures. 2020. Vol. 206. P. 110061. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.110061.
6. Kiakojouri F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M.R. Strengthening and retrofitting techniques to mitigate progressive collapse: A critical review and future research agenda // Engineering Structures. 2022. Vol. 262. P. 114274. DOI:10.1016/j.engstruct.2022.114274.
7. Симаков В.Д., Никитин Г.П. Подвесные несущие системы зданий технопарка и университета в городе Иннополисе // Промышленное и гражданское строительство. 2022. №3. С. 19–24. doi: 10.33622/0869-7019.2022.03.19-24.
Simakov V.D., Nikitin G.P. Suspended Carrying Systems of Technopark and University Buildings in the City of Innopolis // Industrial and Civil Engineering. 2022. No. 3. P. 19–24. doi: 10.33622/0869-7019.2022.03.19-24.
8. Колчунов, В. И., Кореньков П.А., Фан Динь Гуок. Особое предельное состояние в железобетонных каркасах с узлами, усиленными косвенным армированием при аварийных воздействиях // Вестник МГСУ. 2021. Т.16. Вып. 11. С.1462-1472. DOI:10.22227/1997-0935.2021.11.1462-1472.
Kolchunov, V. I., Korenkov P.A., Fan Dinh Guok. Special limit state in reinforced concrete frames with nodes reinforced by indirect reinforcement under emergency effects // Bulletin of MGSU. 2021. Vol.16. Issue 11. P.1462-1472. DOI:10.22227/1997-0935.2021.11.1462-1472.
9. Федорова Н.В., Савин С.Ю. Анализ особенностей сопротивления прогрессирующему обрушению конструктивных систем зданий и сооружений при внезапных структурных перестройках: аналитический обзор научных исследований. // Строительство и реконструкция. 2021. №3 С. 76-108. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-95-3-76-108>.
Fedorova N.V., Savin S.Yu. Analysis of the features of resistance to progressive collapse of structural systems of buildings and structures during sudden structural changes: an analytical review of scientific research. // Construction and reconstruction. 2021. No. 3 P. 76-108. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-95-3-76-108>
10. Kiakojouri F., Zeinali E., Adam J. M., De Biagi V. Experimental studies on the progressive collapse of building structures: A review and discussion on dynamic column removal techniques // Structures. 2023. Vol. 57. P. 105059. DOI:10.1016/j.istruc.2023.105059.
11. Perelmuter A.V., Kabantsev O.V. About the Problem of Analysis Resistance Bearing Systems in Failure of a Structural Element // International Journal for Computational

- Civil and Structural Engineering. 2018. Vol. 14. Issue 3. P. 103-113. DOI: 10.22337/2587-9618-2018-14-3-103-113. – EDN SKYYJV.
12. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Сопrotивляемость прогрессирующему разрушению монолитных каркасов зданий при локальных повреждениях узлов от продавливания // Вестник МГСУ. – 2024. – Т. 19. Вып. 9. – С. 1454-1468
Alekseytsev A.V., Antonov M.D. Resistance to progressive collapse of monolithic building frames with local damage to nodes from punching // Bulletin of MGSU. – 2024. – Vol. 19. Issue 9. – P. 1454-1468
 13. Makoond N., Shahnazi G., Buitrago M., Adam J. M. Corner-column failure scenarios in building structures: Current knowledge and future prospects // Structures. 2023. Vol. 49. P. 958–982. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.01.121
 14. Menétrey, P., Willam, K.J. Triaxial Failure Criterion for Concrete and its Generalization // ACI Structural Journal. – 1995. – Volume 92. Article No 3. – P. 311-318.
 15. Dmitriev, A., Novozhilov, Yu., Mikhalyuk, D., Lalin, V. Calibration and Validation of the Menetrey-Willam Constitutive Model for Concrete // Construction of Unique Buildings and Structures. – 2020. – Volume. 88. Article No. 8804.
 16. Авдеев К.В., Мамин А.Н., Бобров В.В., Бамматов А.А., Квасников А.А., Мартянов К.В., Пугачев Б.А. Испытания элементов железобетонных конструкций с петлевыми стыками арматуры // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 6. – С. 24-30.
Avdeev K.V., Mamin A.N., Bobrov V.V., Bammatov A.A., Kvasnikov A.A., Martyanov K.V., Pugachev B.A. Testing of Elements of Reinforced Concrete Structures with Loop Joints of Reinforcement // Industrial and Civil Engineering. – 2023. – No. 6. – P. 24-30.
 17. Мамин А.Н., Авдеев К.В., Зенин С.А., Бамматов А.А. Анализ возможных механизмов разрушения петлевых стыков арматуры монолитных железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. – 2025. – Т. 627, № 2. – С. 5-15.
Mamin A.N., Avdeev K.V., Zenin S.A., Bammatov A.A. Analysis of possible failure mechanisms of loop joints in reinforced concrete monolithic structures. // Concrete and Reinforced Concrete. 2025;627(2): P.5-15. (In Russ.) [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2025-2\(627\)-5-15](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2025-2(627)-5-15). EDN: OSIWVY
 18. Крылов С. Б. Учет перераспределения усилий с помощью диаграмм деформирования при расчете железобетонных конструкций / С. Б. Крылов // Бетон и железобетон - взгляд в будущее : научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах, Москва, 12–16 мая 2014 года. Том 1. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2014. – С. 76-82. – EDN UCHELZ.
Krylov, S. B. Taking into account the redistribution of forces using deformation diagrams in the calculation of reinforced concrete structures / S. B. Krylov // Concrete and reinforced concrete - a look into the future : scientific papers of the III All-Russian (II International) Conference on Concrete and reinforced concrete: in 7 vol., Moscow, May 12-16, 2014. Vol. 1. – Moscow: National Research Moscow State University of Civil Engineering, 2014. – P. 76-82. – EDN UCHELZ.

Информация об авторах

Миронова Юлия Викторовна, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции», кандидат технических наук, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Российская Федерация
Email: yul.mironova2018@mail.ru, ORCID: 0000-0001-6329-1325

Information about the authors

Juliya V. Mironova associate professor of the department of «Reinforced concrete and stone structures», Candidate of technical sciences, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation
E-mail: yul.mironova2018@mail.ru, ORCID: 0000-0001-6329-1325

Дата поступления: 14.10.2025

Дата принятия: 25.12.2025