

УДК: 624.073.135  
DOI: 10.52409/20731523\_2022\_4\_30  
EDN: FCMXSE



## Усиление зон продавливания плиты перекрытия при несоосности вертикальных несущих элементов по высоте здания

Илшат Т. Мирсаяпов<sup>1</sup>, Г.П. Никитин<sup>1</sup>, М.Ф. Ханбеков<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г.Казань, Российская Федерация

<sup>2</sup>АО «Казанский Гипрониавиапром» им. Б.И.Тихомирова», г. Казань, Российская Федерация

**Аннотация.** *Постановка задачи.* Наиболее распространённая причина усиления зон продавливания плиты перекрытия – отсутствие или недостаточность поперечного армирования в этих зонах, значительно реже – несоосность вертикальных несущих элементов, возникающая в результате технологических нарушений при возведении зданий. При этом нормативной базой регламентируется величина предельно допустимых отклонений относительно оси вертикальных элементов или их несоосности. В случае сверхнормативных отклонений рекомендуется произвести демонтаж этого элемента конструкции. В отечественной практике строительства демонтаж здания целиком (при выявлении несоосности всех вертикальных элементов) с повторным его возведением является экономически нецелесообразным. Однако из-за отсутствия типовых проектов усиления зон продавливания, а также моделей их расчёта численными методами появляется необходимость в их разработке. Цель работы – разработка оптимального способа усиления зон продавливания перекрытия в местах несоосности вышележащих колонн. Задача работы: численное исследование каркаса с построением двух расчётных моделей в программном комплексе «ЛИРА-САПР», анализ результатов напряжённо-деформированного состояния монолитного железобетонного каркаса, выполненного с несоосностью колонн по высоте, определение непроектных усилий в зонах продавливания перекрытий и платформенного стыка колонн с ненормативным исполнением продольной рабочей арматуры, проверка несущей способности элементов не законсервированного монолитного железобетонного каркаса, незаконченного строительством, при возникновении дополнительных изгибающих моментов от действия вертикальной нагрузки с эксцентриситетом в узлах сопряжения колонны с перекрытием.

*Результаты.* Основные результаты исследования заключаются в разработке оптимального метода усиления платформенных стыков для обеспечения работоспособного состояния монолитного железобетонного каркаса и исключения разрушения плиты перекрытия от продавливания при возникновении дополнительных изгибающих моментов от несоосности колонн со смещением продольной рабочей арматуры в них.

*Выводы.* Значимость полученных результатов для строительной отрасли состоит в том, что разработанный способ усиления при наличии отклонений колонн каркаса, превышающих предельно допустимые нормативные значения, исключает обрушение плит перекрытий от продавливания, а также разрушения платформенных стыков.

**Ключевые слова:** несоосность колонн, смещение арматуры, продавливание, сопряжение перекрытия с колонной (платформенный стык), усиление каркаса, усиление зон продавливания.

**Для цитирования:** Мирсаяпов Илшат Т., Никитин Г.П., Ханбеков М.Ф. Усиление зон продавливания плиты перекрытия при несоосности вертикальных несущих элементов по высоте здания // Известия КГАСУ. 2022. № 4(62), с.30-39 DOI:10.52409/20731523\_2022\_4\_30 EDN: FCMXSE

# Strengthening of the punching shear zones of the floor slab with non-coaxiality of vertical load-bearing elements along the height of the building

Ilshat T. Mirsayapov<sup>1</sup>, G.P.Nikitin<sup>1</sup>, M.F.Khanbekov<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russian Federation

<sup>2</sup>JSC «Kazan Giproniaviaprom» named after Boris Tihomirov, Kazan, Russian Federation

**Abstract.** *Problem statement.* The most common reason for strengthening the zones of the floor slab penetration is the absence or insufficiency of transverse reinforcement in these zones. Non-coaxiality of vertical load-bearing elements is much less often. At the same time, the normative framework regulates the amount of maximum permissible deviations relative to the axis of vertical elements or their non-coaxiality. In the case of excessive deviations, it is recommended to dismantle this structural element. In the practice of construction in Russia, dismantling the entire building (if the non-coaxiality of all vertical elements is detected) with its re-erection is economically impractical. However, due to the lack of standard projects for strengthening the penetration zones, as well as a model for calculating them by numerical methods, it becomes necessary to develop them. The purpose of the work is to develop a model for strengthening the punching zones. The tasks of the work are numerical study of the frame with the construction of two computational models in the software package "LIRA-CAD", analysis of the results of the stress-strain state of a monolithic reinforced concrete frame made with non-coaxiality of columns in height, determination of non-design efforts in the areas of floor slabs punching and platform joint of columns with abnormal execution of longitudinal working reinforcement, checking the bearing capacity of the elements of the uncompleted monolithic reinforced concrete frame in the case of additional bending moments from the action of a vertical load with eccentricity at the junctions of the column with the overlap.

*Results.* The main results of the study are the development of an optimal method of strengthening platform joints to ensure the operable condition of a monolithic reinforced concrete frame and exclusion of the destruction of the floor slab from being forced through when additional bending moments occur from non-coaxiality of columns with the displacement of the longitudinal working reinforcement in them.

*Conclusions.* The significance of the results obtained for the construction industry lies in the fact that the developed method of reinforcement in the presence of deviations of the frame columns exceeding the maximum permissible regulatory values eliminates the collapse of floor slabs from pushing through, as well as the destruction of platform joints.

**Keywords:** non-coaxiality of columns, displacement of reinforcement, punching, coupling of the overlap with the column (platform joint), strengthening of the frame, strengthening of the punching shear zones.

**For citation:** Mirsayapov Ilshat T., Nikitin G. P., Khanbekov M. F. Strengthening of the punching shear zones of the floor slab with non-coaxiality of vertical load-bearing elements along the height of the building // News KSUAE, 2022 №4(62), p.30-39

DOI: 10.52409/20731523\_2022\_4\_30 EDN: FCMXSE

## 1. Введение

При строительстве зданий и сооружений необходимо обеспечить геодезическую разбивку элементов каркаса (колонн, капителей, стен и т.д.), соблюдая их соосность и геометрические размеры, как в плане, так и по высоте. В этом случае исключается аварийная ситуация, обрушение здания или его отдельных элементов, например, при продавливании плиты перекрытия колонной [1-3]. Своевременное выявление скрытых дефектов (таких как несоблюдение вертикальности арматурных пространственных каркасов колонн при устройстве опалубки перед бетонированием вертикальных элементов или смещение пространственных арматурных каркасов от проектного положения при бетонировании) исключает несоосность колонн и стен. При отсутствии

должного строительного контроля вышеуказанные дефекты приводят к смещению арматурных стержней от вертикального положения за грань колонны, расположенной выше плиты перекрытия (с «исправлением» по месту путём перегиба арматуры диаметром до 40мм, выше уровня перекрытия при помощи подручных средств), которое зачастую выявляется только после бетонирования нижележащих конструкций и последующей геодезической разбивке вышерасположенных колонн и стен, что значительно снижает их изгибную жёсткость. Кроме прочего, неплотное прилегание элементов опалубки друг к другу по периметру нижней части вертикальной бетонируемой конструкции приводит к вытеканию цементного «молока» и образованию бетона рыхлой структуры и пустот выше уровня плиты перекрытия. По этой причине снижается осевая и изгибная жёсткость каркаса в целом [4-7]. В дальнейшем, для обеспечения работоспособности узла сопряжения перекрытия с колонной (как над перекрытием, так и под ним), а также всего каркаса здания, требуется его обследование с разработкой проекта усиления, в том числе усиление зон продавливания [8-10]. Исходя из вышеизложенного, вопрос усиления зон продавливания (при наличии несоосности колонн и стен) весьма актуален в настоящее время [11-14].

Цель работы заключается в разработке оптимального способа усиления перекрытия от продавливания в местах несоосности вышележащих колонн.

Задачи работы:

1. численное исследование каркаса с построением двух расчётных моделей в программном комплексе «ЛИРА-САПР»;
2. провести анализ результатов численного исследования напряжённо-деформированного состояния монолитного железобетонного каркаса здания, выполненного с несоосностью колонн по высоте (при сверхнормативных отклонениях), определение непроектных усилий в зонах продавливания перекрытий и платформенного стыка колонн с ненормативным исполнением продольной рабочей арматуры;
3. проверка несущей способности элементов незаконсервированного монолитного железобетонного каркаса, незаконченного строительством, при выявлении несоосности вертикальных элементов по высоте здания и возникновении дополнительных изгибающих моментов от действия вертикальной нагрузки с эксцентриситетом в узлах сопряжения колонны с перекрытием.

## 2. Материалы и методы

Исследуемый монолитный железобетонный каркас пятиэтажного здания в г. Иннополис РТ состоит из 5-ти блок-секций, разделённых деформационными швами. В подземной части расположена автостоянка. В плане представляет собой два прямоугольника размерами  $68 \times 19,2$  м, расположенных под углом 60 градусов, и соединённых между собой (с устройством деформационного шва в месте соединения) сегментом окружности с наружным радиусом 26м. Габариты надземной части здания: длина в осях 1-10, 19-28 — 68 м, в осях 11-18 — 48,3 м; ширина в осях А-Г, А/2-Г/2 — 19,2 м. Высота надземной части (до верха парапета) — 23,16 м относительно отметки 0,000.

В местах расположения колонн, по низу плит перекрытия выполнены капители, размеры капители определены исходя их расчёта на продавливание, армирование зоны продавливания выполнено часто расположенными вертикальными стержнями.

По конструктивной схеме здание с полным монолитно-железобетонным каркасом рамного типа. Все элементы несущей системы (колонны, диафрагмы жёсткости, диски перекрытий, стены лестничных клеток и лифтовых шахт) образуют жёсткую пространственную систему, воспринимающую вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Проектная пространственная устойчивость каркаса обеспечивается совместной работой несущих вертикальных элементов (колонн, стен лестничных и лифтовых шахт), жёстко закреплённых в фундаментах (ростверках), дисков перекрытий, жёстко связанных с колоннами, включая стены лестничных клеток, лифтовых шахт (расположенных в продольном и поперечном направлениях здания).

С учётом выявленных во время строительства дефектов потребовалось выполнить обследование технического состояния законсервированного и незаконченного

строительством каркаса. По результатам обследования технического состояния, согласно ГОСТ 31937-2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» установлено, что несущая система здания находится в ограниченно работоспособном состоянии.

Для определения усилий в элементах каркаса были построены две расчётные модели (при проектном и фактическом исполнении) с применением метода конечных элементов [7, 8] в программном комплексе «ЛИРА-САПР». Колонны задавались стержневыми элементами, с назначением жёстких вставок в местах сопряжения с плитами, а в плитах задавались абсолютно жёсткие тела, которые образованы узлами, имитирующими контур колонн. Плиты перекрытия, капители и стены – 3-х и 4-х угольными пластинами различной толщины с пониженными, согласно СП430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы», модулями упругости. Смещение колонн от вертикальной оси – жёсткими вставками. Нагрузки от собственного веса конструкций учитывались программой, остальные нагрузки (от веса полов, перегородок, инженерного оборудования и людей, ограждающих конструкций покрытия, кровли и снега) задавались равномерно распределёнными на плиты перекрытия, согласно СП20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Капители задавались в виде жёстких вставок, примыкающих к колонне.

Первая модель – с соосным расположением колонн по высоте каркаса. Вторая – с несоосностью колонн по высоте каркаса. Кроме того, для определения усилий, с учётом их перераспределения, расчёт второй модели выполнялся в нелинейной постановке задачи.

Ввиду того, что исследуемый каркас является реальным объектом, помимо определения усилий в его элементах, было выполнено сравнение площади поперечного сечения проектной арматуры в указанных выше элементах и определённой по нелинейной деформационной модели. Данные результаты в представленной статье не отображены, так как не относятся к предмету исследования. Однако, следует отметить, что в результате перераспределения усилий в элементах каркаса, проектной арматуры оказалось достаточно для обеспечения прочности и трещиностойкости конструкций.

### 3. Результаты и обсуждение

Согласно СП70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции», величина горизонтальных предельных допустимых отклонений вертикальных конструкций составляет 15 мм. Значения отклонений сверх допустимых значений подлежат проверке расчётом.

Для наглядности, геодезическая съёмка отклонений колонн от их оси по высоте для 4 и 5 блок-секций, между 4 и 5 этажами, в осях 19-28 и А/2-Г/2 приведена на рис. 1

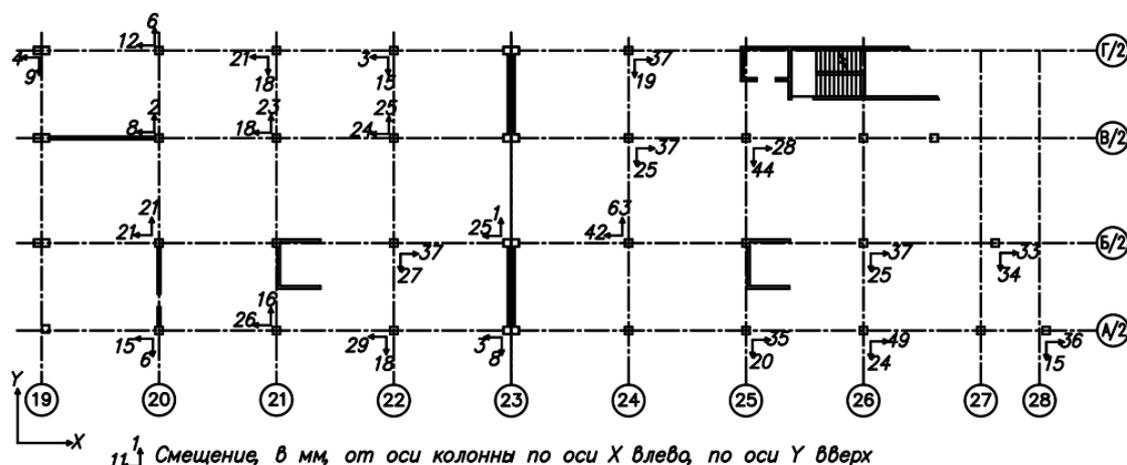


Рис. 1. Геодезическая съёмка отклонений колонн от их оси по высоте для 4 и 5 блок-секций, между 4 и 5 этажами, в осях 19-28 и А/2-Г/2 (иллюстрация авторов)

Fig.1. Geodetic survey of deviations of columns from their axis in height for 4 and 5 block sections, between 4 and 5 floors, in axes 19-28 and А/2-Г/2 (illustration by the authors)

Результаты анализа геодезических съёмок 2-5 этажей, 4 и 5 блок-секций сведены в табл. 1. Отклонения колонн подземной автостоянки и 1 этажа не превышают предельно допустимых по СП70.13330.2012, в дальнейших исследованиях не участвуют.

Таблица 1

| Отклонение от вертикали колонн |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |             |
|--------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Ось<br>Этаж                    | A/2 /<br>22 | A/2 /<br>25 | A/2 /<br>26 | A/2 /<br>28 | B/2 /<br>22 | B/2 /<br>24 | B/2 /<br>26 | B/2 /<br>27 | B/2 /<br>21 | B/2 /<br>22 | B/2 /<br>24 | B/2 /<br>25 |
| 2                              | -32/<br>+34 | -38/<br>-54 | -27/<br>+19 | +46/<br>+30 | -28/<br>-29 | -38/<br>-33 | -46/<br>+17 | -51/<br>-29 | -33/<br>-18 | -41/<br>+48 | -17/<br>+30 | +36/<br>+37 |
| 3                              | +28/<br>-26 | -22/<br>-22 | -35/<br>-25 | +24/<br>+26 | +19/<br>-41 | -19/<br>+42 | -25/<br>+30 | +16/<br>+21 | -19/<br>-21 | -26/<br>+37 | +16/<br>+27 | -27/<br>+21 |
| 4                              | -30/<br>-17 | -15/<br>-15 | -17/<br>-16 | -16/<br>+23 | +19/<br>+47 | +28/<br>+27 | -19/<br>-17 | +22/<br>-24 | -20/<br>+34 | +21/<br>+33 | +17/<br>-28 | +32/<br>-22 |
| 5                              | -29/<br>-18 | +35/<br>-20 | +49/<br>-24 | +36/<br>-15 | +37/<br>-27 | -42/<br>+63 | +37/<br>-25 | +33/<br>-34 | -18/<br>+23 | -24/<br>+25 | +37/<br>-25 | +28/<br>-44 |

В табл. 1 «-17/ +19» — величина смещения в мм по оси X, знак «-» — смещение влево от оси колонны, «+» — смещение вправо от оси колонны / величина смещения в мм по оси Y, знак «+» — смещение вверх от оси колонны, знак «-» — смещение вниз от оси колонны, согласно рис. 1

Результаты анализа усилий в колоннах (максимальные изгибающие моменты для расчётных сочетаний), полученных при расчёте каркаса в нелинейной постановке задачи, с учётом отклонений, представленных в табл. 1, сведены в табл. 2.

Таблица 2

Усилия в колоннах, имеющих отклонения от вертикали  
больше нормативных значений

| Оси     | Этаж | Проектная схема   |                      |                      | Фактическая схема |                      |                      | Примечание         |
|---------|------|-------------------|----------------------|----------------------|-------------------|----------------------|----------------------|--------------------|
|         |      | Усилия в колоннах |                      |                      | Усилия в колоннах |                      |                      |                    |
|         |      | N, т              | M <sub>y</sub> , т·м | M <sub>x</sub> , т·м | N, т              | M <sub>y</sub> , т·м | M <sub>x</sub> , т·м |                    |
| A/2/ 22 | 2    | 265,06            | -10,31               | -6,70                | 266,39            | -18,83               | +2,36                | Изм. знака         |
|         | 3    | 196,52            | -8,42                | -7,96                | 195,73            | +3,32                | -19,70               | Изм. знака         |
|         | 4    | 127,47            | -9,33                | -8,89                | 128,11            | -16,76               | -7,74                |                    |
|         | 5    | 59,86             | -7,54                | -5,44                | 60,16             | -7,48                | -5,50                |                    |
| A/2/ 25 | 2    | 284,89            | -4,29                | -15,17               | 286,88            | -15,19               | -30,66               | Увелич. в 2-4 раза |
|         | 3    | 205,76            | -3,98                | -12,60               | 206,58            | -0,67                | -19,21               |                    |
|         | 4    | 133,54            | -4,18                | -11,84               | 133,94            | -3,24                | -10,90               |                    |
|         | 5    | 63,77             | -1,31                | -7,41                | 63,45             | +1,86                | -7,73                | Изм. знака         |
| A/2/ 26 | 2    | 288,48            | -11,19               | -15,58               | 289,63            | -13,51               | -28,32               |                    |
|         | 3    | 214,94            | -9,41                | -14,70               | 216,01            | -5,52                | -12,76               |                    |
|         | 4    | 141,25            | -10,67               | -15,55               | 141,67            | -1,32                | -16,68               |                    |
|         | 5    | 69,08             | -6,09                | -10,39               | 68,60             | -2,73                | -12,04               |                    |
| A/2/ 28 | 2    | 184,91            | -3,61                | -6,46                | 183,62            | +4,84                | -0,95                | Изм. знака         |
|         | 3    | 137,11            | -0,91                | -7,06                | 136,42            | -3,91                | -7,61                |                    |
|         | 4    | 88,41             | -0,99                | -7,03                | 88,06             | -4,51                | -7,29                |                    |
|         | 5    | 42,20             | -1,53                | -5,08                | 41,95             | +0,65                | -6,67                | Изм. знака         |
| B/2/ 22 | 2    | 309,02            | -12,81               | -20,43               | 310,57            | -21,51               | -29,44               |                    |
|         | 3    | 223,27            | -11,04               | -17,48               | 224,61            | -0,48                | -20,18               | Снижен. до 0       |
|         | 4    | 142,74            | -11,83               | -17,81               | 141,74            | -11,83               | -5,20                |                    |
|         | 5    | 64,28             | -8,83                | -11,70               | 63,89             | -7,68                | -16,43               |                    |
| B/2/ 24 | 2    | 338,89            | -11,31               | -21,86               | 340,92            | -24,26               | -33,11               |                    |
|         | 3    | 249,25            | -10,89               | -19,59               | 247,75            | -6,18                | -1,01                | Уменьш. в 19 раз   |
|         | 4    | 164,60            | -12,23               | -20,17               | 163,78            | -4,53                | -22,63               |                    |
|         | 5    | 82,34             | -5,94                | -13,08               | 81,68             | -11,66               | -10,14               |                    |
| B/2/ 26 | 2    | 337,68            | -15,49               | -23,13               | 340,04            | -31,13               | -17,35               | Увелич. в 2 раза   |
|         | 3    | 254,45            | -15,17               | -24,87               | 253,18            | -10,11               | -28,16               |                    |
|         | 4    | 172,21            | -16,65               | -25,67               | 172,90            | -15,61               | -33,80               |                    |
|         | 5    | 84,73             | -6,85                | -23,07               | 84,22             | -2,13                | -23,74               |                    |

|         |   |        |        |        |        |        |        |               |
|---------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------------|
| Б/2/ 27 | 2 | 274,74 | +11,60 | -18,80 | 276,66 | -2,50  | -26,82 | Изм. знака    |
|         | 3 | 199,19 | +12,63 | -20,06 | 198,39 | +25,92 | -12,12 | Изм. в 2 раза |
|         | 4 | 125,41 | +13,64 | -21,08 | 126,04 | +12,88 | -26,75 |               |
|         | 5 | 53,02  | +11,35 | -12,97 | 53,34  | +11,94 | -12,44 |               |
| В/2/ 21 | 2 | 272,31 | +10,97 | +33,39 | 273,67 | +1,94  | +28,46 |               |
|         | 3 | 164,12 | +10,81 | +27,88 | 164,78 | +11,30 | +27,39 |               |
|         | 4 | 107,91 | +12,91 | +25,82 | 107,37 | +13,01 | +19,91 |               |
|         | 5 | 51,05  | +7,50  | +16,41 | 50,85  | +7,60  | +15,85 |               |
| В/2/ 22 | 2 | 291,75 | +4,66  | +31,04 | 289,71 | -7,22  | +44,95 | Мах.момент    |
|         | 3 | 204,33 | +4,95  | +25,97 | 205,15 | +8,03  | +23,71 |               |
|         | 4 | 133,45 | +8,63  | +24,14 | 132,78 | +14,87 | +23,61 |               |
|         | 5 | 62,13  | +3,75  | +15,62 | 61,88  | +0,97  | +10,67 |               |
| В/2/ 24 | 2 | 295,54 | +8,42  | +27,23 | 294,06 | +3,42  | +36,05 |               |
|         | 3 | 203,87 | +10,46 | +22,71 | 202,85 | +17,15 | +22,10 |               |
|         | 4 | 128,61 | +11,99 | +21,01 | 129,25 | +12,12 | +13,90 |               |
|         | 5 | 53,30  | +9,68  | +12,39 | 52,98  | +9,84  | +13,45 |               |
| В/2/ 25 | 2 | 216,22 | +18,26 | +34,45 | 214,92 | +26,00 | +42,40 | Мах.момент    |
|         | 3 | 143,35 | +15,16 | +32,26 | 143,92 | +6,09  | +29,96 |               |
|         | 4 | 80,35  | +14,81 | +31,00 | 79,95  | +19,53 | +27,56 |               |
|         | 5 | 13,83  | +8,02  | +29,01 | 13,75  | +7,97  | +28,71 |               |

На основе выявленных дефектов при строительстве (рис. 2а–2д), анализа результатов геодезической съёмки отклонений колонн от их оси (табл. 1), а также усилий в колоннах при проектной и фактической расчётных моделях (табл. 2) выбран наименее трудоёмкий и экономически целесообразный (сметная стоимость усиления 5млн. руб., в ценах 2020г.) способ усиления узла сопряжения перекрытия с колонной (рис. 3а – 3г) и низа капители (рис. 3д – 3е).



а)



б)



в)



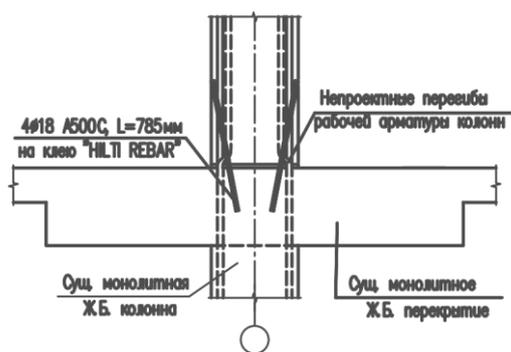
г)



Рис. 2. Скрытые дефекты в платформенном стыке, выявленные при строительстве здания: а, б — перегиб вертикальной арматуры выше уровня плиты перекрытия, в, г— бетон рыхлой структуры в нижней части колонн, д, е — пустоты в уровне низа колонн глубиной до 150мм, шириной до 300мм (иллюстрация авторов)

Fig. 2. Hidden defects in the platform joint revealed during the construction of the building: a, b — the bend of the vertical reinforcement above the level of the floor slab, c, d — the concrete of the loose structure at the bottom of the columns, e, e — voids at the bottom of the columns up to 150mm deep, 300mm wide (illustration by the authors)

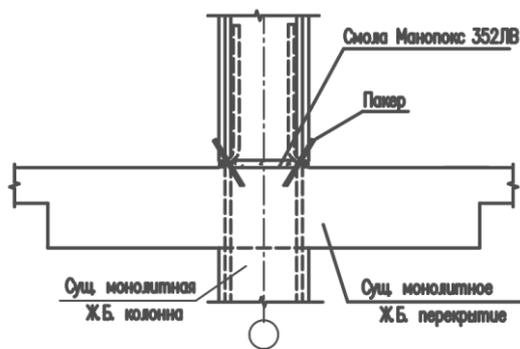
Для сравнения: полное усиление колонн стальными обоймами – 15 млн. руб., усиление зон продавливания наклеиванием углепластика на плиты перекрытия – 27 млн. руб., при сметной стоимости всего монолитного железобетонного каркаса здания – 40 млн. руб. (в ценах 2020 г.)



Ба)



б)



в)



г)

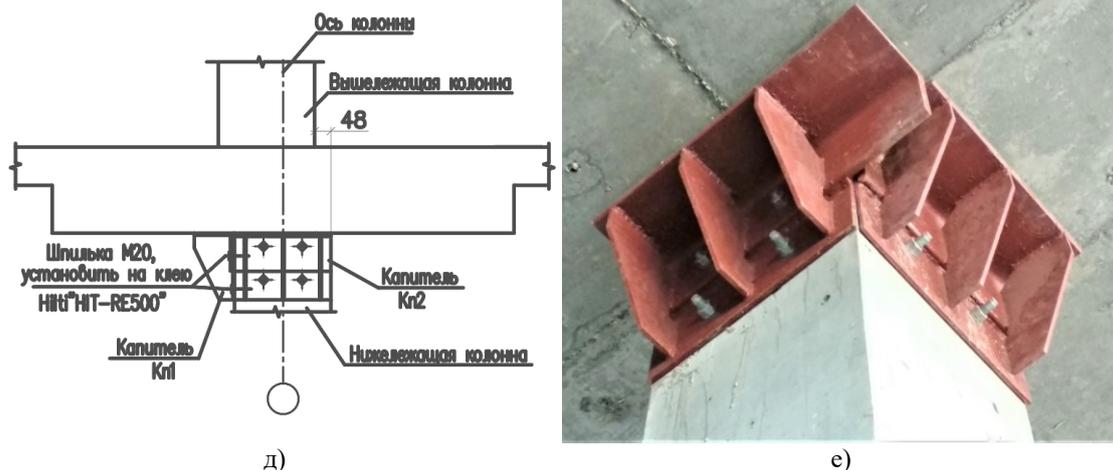


Рис. 3. Усиление платформенных стыков в зоне скрытых дефектов: а- вклейка наклонной арматуры для компенсации перегибов вертикальной рабочей арматуры, б- вклейка и последующее испытание вклеенной наклонной арматуры на вырыв, в- инъектирование пустот в уровне низа колонн, г- выход инъекционного состава в уровне низа колонн и через наклонные отверстия, д, е- постановка стальных капителей усиления зон продавливания в местах смещения колонн (иллюстрация авторов)

Fig. 3. Reinforcement of platform joints in the area of hidden defects: а - gluing of inclined fittings to compensate for the bends of vertical working fittings, б - gluing and subsequent testing of glued inclined fittings for breakage, в - injection of voids at the bottom of the columns, г - the output of the injection composition at the bottom of the columns and through the inclined holes, д, е - setting of steel capitals to strengthen the punching zones at the places of displacement of columns (illustration by the authors)

Принято решение смонтировать стальные капители (рис.3д), так как они также компенсируют уменьшение площади опирания колонн в платформенных стыках.

Капители исследуемого каркаса по низу плиты перекрытия имеют часто расположенное поперечное армирование, что исключает дополнительное вклеивание вертикальных или наклонных шпилек [10]. Усиление зоны продавливания над плитой перекрытия не представляется возможным из-за ограниченной толщины пола, уменьшения полезной площади этажа и другими причинами [11-14].

В литературе [3-6,15] отсутствуют описания скрытых дефектов и усиление платформенных стыков в зоне таких дефектов. Возможной причиной является точная геодезическая разбивка вертикальных осей, качественная и плотная установка элементов опалубки, своевременное выявление отклонений в процессе армирования вертикальных элементов каркаса и демонтаж данных элементов до устройства вышележащих конструкций.

Значимость полученных результатов расчёта каркаса по нелинейной деформационной модели с учётом выявленных отклонений от вертикали подтверждает необходимость строгого соблюдения точности разбивки колонн каркаса, так как при их несоосности возникают дополнительные изгибающие моменты. Учитывая тот факт, что арматура плит перекрытий, колонн и стен, помимо расчётов в программных комплексах, подбиралась исходя из требований унификации, конструктивных соображений, а также с учётом перераспределения усилий, все эти элементы обладают, в известной степени, некоторым запасом прочности. Исключением как раз является зона сопряжения плит перекрытия с колоннами, в которой есть ограничения по границе зоны с поперечной арматурой, учитываемой при расчёте на продавливание. Поэтому несоосность колонн по вертикали в конечном итоге может привести к разрушению плит перекрытия от продавливания в зоне сопряжения с колонной.

Кроме того, наличие бетона рыхлой структуры и пустот в уровне низа колонн снижает общую жёсткость и устойчивость каркаса при действии ветровых нагрузок. Данный дефект также относится к скрытым, так как зачастую при распалубливании вертикальных конструкций недобросовестные строители могут скрыть эти дефекты поверхностным нанесением различных ремонтных составов, без удаления слабого слоя и полного заполнения пустот (рис. 2в – 2д).

Дальнейшие исследования могут быть направлены на совершенствование расчёта узла соединения перекрытия с колонной от продавливания с применением каркасно-стержневой модели [18].

#### 4. Заключение

1. Представлена расчётная модель каркаса в программном комплексе «ЛИРА-САПР», учитывающая несоосность вертикальных элементов.

2. На основе проведённого численного исследования элементов каркаса, выполненных с отступлением от проектных решений, разработан способ усиления платформенных стыков постановкой стальных капителей, инъектированием пустот и клейкой наклонной арматуры в уровне низа колонн.

3. Несущая способность каркаса, в результате перераспределения усилий в элементах каркаса, обеспечена.

#### Список литературы / References

1. N.Venkata Ramana. Review on Punching Shear Strength of Slabs // International Journal Of Engineering Research And Development. 2017. Vol. 13. P. 1-25.
2. Micallef K., Sagasetta J., Fernández Ruiz M., Muttoni A. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading // International Journal of Impact Engineering. 2014. Vol. 71. P. 17-33. DOI: DOI:10.1016/j.ijimpeng.2014.04.003
3. Рубин О.Д., Антонов А.С., Лисичкин С.Е., Фролов К.Е., Лисичкин А.С. Обоснование решения по усилению железобетонных конструкций после кратковременных ударных нагрузок, на примере ГЭС Айурикин // Строительство: наука и образование. 2019. Т. 9. Вып. 3. Ст. 6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.3.6 [Rubin O.D., Antonov A.S., Lisichkin S.E., Frolov K.E., Lisichkin A.S. Justification of the decision to strengthen reinforced concrete structures after short-term shock loads, on the example of the Ayurikin hydroelectric power plant // Construction: science and education. 2019. Vol. 9. Issue 3. P. 6. URL: <http://nso-journal.ru>. DOI: 10.22227/2305-5502.2019.3.6]
4. Игнатов С. В. Комплексные исследования несущей способности оснований фундаментов и каркаса здания в условиях реконструкции // Вестник ПГУ. Серия F: Строительство. Прикладные науки. 2017. № 16. С. 77–86. [Ignatov S. V. Complex studies of the bearing capacity of the foundations and the frame of the building in the conditions of reconstruction // Bulletin of PSU. Series F: Construction. Applied sciences. 2017. No. 16. P. 77-86.]
5. Пекин Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 10. С. 20-28. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.10.20-28.[Pekin D. A. Influence of bending on the mechanism of pushing through the support zone of a reinforced concrete slab // Industrial and civil construction. 2019. No. 10. P. 20-28. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.10.20-28.]
6. Павлов В. В., Хорьков Е. В. Монолитный железобетонный каркас при реконструкции зданий // Вестник гражданских инженеров. 2018. № 5. С. 94 – 98. DOI:10.23968/1999-5571-2018-15-5-94-97[Pavlov V. V., Horkov E. V. // Bulletin of civil engineers. 2018. No. 5. P. 94 – 98. DOI: 10.23968/1999-5571-2018-15-5-94-97]
7. Mirsayapov I., Khorkov E., Minzianov R. /Research of the stress-strain state of a reinforced concrete beamless floor // 2nd International Scientific Conference on Socio-Technical Construction and Civil Engineering (STCCE – 2021). France, 2021, Vol. 3031.
8. Hazem M.F. Elbakry, Said M. Allam. Punching strengthening of two-way slabs using external steel plates // Alexandria Engineering Journal. 2015. Vol. 54. P. 1207-1218. DOI: 10.1016/j.aej.2015.09.005
9. Patrick Wörle. Enhanced shear punching capacity by the use of post installed concrete screws // Engineering Structures. 2014. Vol. 60. P. 41-51. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.12.015
10. Hamed S. Askar. Repair of R/C flat plates failing in punching by vertical studs // Alexandria Engineering Journal. 2015. Vol. 54. Issue 3. P. 541-550. DOI:10.1016/j.aej.2015.03.033
11. Чунюк Д. Ю., Сельвян С. М., Сельвян А.О. Возможные варианты усиления несущих конструкций зданий, вызванных некорректными расчётами фундаментных плит // Перспективы науки. 2019. № 5 (116). С. 57–63. [Chunyuuk D. Yu., Selviyan S. M.,

- Selviyan A.O. Possible options for strengthening load-bearing structures of buildings caused by incorrect calculations of foundation slabs // *Prospects of science*. 2019. No. 5 (116). P. 57-63.]
12. Грановский А. В., Мочалов А. Л. К вопросу о прочности железобетонных плит, усиленных листовой и стержневой арматурой, при действии локальной нагрузки // *Промышленное и гражданское строительство*. 2017. № 1. С. 105–109. [Granovsky A.V., Mochalov A. L. On the question of the strength of reinforced concrete slabs reinforced with sheet and rod reinforcement under the action of local load // *Industrial and civil construction*. 2017. No. 1. P. 105-109.]
13. Людковский А.М., Соколов Б.С. Опыт проектирования и испытаний усиленных узлов опирания монолитных железобетонных перекрытий на колонны // *Вестник МГСУ*. 2018. Т. 13. Вып. 1 (112). С. 33–43. [Ludkovsky A.M., Sokolov B.S. Experience in designing and testing reinforced support units of monolithic reinforced concrete floors on columns // *Bulletin of MGSU*. 2018. Vol. 13. Issue 1 (112). P. 33-43.]
14. Трекин Н. Н., Пекин Д. А. Скрытые металлические капители с горизонтальной листовой арматурой // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 6. С. 32–37. [Trekin N. N., Pekin D. A. Hidden metal capitals with horizontal sheet reinforcement // *Industrial and civil construction*. 2018. No. 6. P. 32-37.]
15. Adam Wosatko, Jerzy Pamin, Maria Anna Polak. application of damage-plasticity models in finite element analysis of punching shear // *Computers and Structures*. 2015. Vol. 151. P. 73-85. DOI: 10.1016/j.compstruc.2015.01.008
16. Павлов В. В., Хорьков Е. В. Обеспечение прочности стыка «колонна – перекрытие» монолитных железобетонных конструкций при зимнем бетонировании // *Вестник гражданских инженеров*. 2018. № 1. С. 83 – 88. DOI:10.23968/1999-5571-2018-15-1-83-87 [Pavlov V. V., Horkov E. V. Ensuring the strength of the joint "column – overlap" monolithic reinforced concrete structures in winter concreting // *Bulletin of civil engineers*. 2018. No. 1. P. 83 – 88. DOI:10.23968/1999-5571-2018-15-1-83-87]
17. Aikaterini S. Genikomsou, Maria Polak. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS // *Engineering Structures*. 2015. Vol. 98. P. 38-48. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.04.016
18. Mirsayapov Ilshat, Nikitin Georgy, Khanbekov Midkhat/ Strength of reinforced concrete flat slabs for punching// *STCCE-2020 IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. Kazan, Russia, 2020, 517, Vol. 890, 012076.

#### Информация об авторах

**Мирсаяпов Илшат Талгатович**, доктор технических наук, профессор, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Российская Федерация

E-mail: itmir@kgasu.ru

**Никитин Георгий Петрович**, кандидат технических наук, доцент, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Российская Федерация

E-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

**Ханбеков Мидхат Фаридович**, заместитель главного инженера проекта, АО «Казанский Гипронефтепром» им. Б.И.Тихомирова», г. Казань, Российская Федерация

E-mail: midkhat.gap-rt@yandex.ru

#### Information about the authors

**Ilshat T. Mirsayapov**, Doctor of technical sciences, professor, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russia Federation

E-mail: itmir@kgasu.ru

**Georgy P. Nikitin**, Candidate of technical sciences, associate professor, Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan, Russia Federation

E-mail: g.nikitin@gap-rt.ru

**Midkhat F. Khanbekov**, Assistant Chief Engineer of the project, JSC «Kazan Giproilaviaprom» named after Boris Tihomirov, Kazan, Russia Federation

E-mail: midkhat.gap-rt@yandex.ru