

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКОВ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

КОЛЧУНОВ В.И., МАРТЫНЕНКО Д.В.

Юго-Западный государственный университет, г. Курск, Россия

***Аннотация.** Приведено новое конструктивное решение сборно-монолитного платформенного стыкового соединения стойки панели-рамы и диска перекрытия панельных зданий, отличительной особенностью которого является наличие специального центрирующего устройства, повышающего точность монтажа панелей-рам. Приведена расчетная модель конструкции стыка и выполнен анализ напряженно-деформированного состояния этой конструкции на различных уровнях нагружения с учетом нелинейного деформирования и трещинообразования. Для моделирования трещин использован специальный прием «расшивки» плосконапряженных конечных элементов по границам этих элементов. Проведен анализ деформирования, трещинообразования и разрушения рассматриваемой конструкции платформенного стыка. Показано, что предложенный вариант расчетной модели с заданием явных трещин-целей «расшивкой» позволяет прогнозировать схему разрушения платформенного стыка.*

***Ключевые слова:** платформенный стык, панельное здание, расчетная модель, напряженное состояние, трещинообразование, конструкция стыка*

THE STRENGTH AND DEFORMABILITY OF PRECAST-MONOLITHIC PLATFORM JOINTS OF PANEL BUILDINGS

KOLCHUNOV VL.I., MARTYNENKO D.V.

South-West State University, Kursk, Russia

***Abstract.** Given a new constructive solution of precast-monolithic platform butt joint panel stand-frame and the disk overlap panel buildings, Otley significant feature of which is the presence of a special centering device to improve the accuracy of installation of the panels-frames. Given the estimated model of the design of the junction and the analysis of the stress-deformirovannogo status of this design at various levels of loading with nonlinear deformareation and cracking. A special method of "jointing" of plane-stressed finite elements along the boundaries of these elements was used to model cracks. The analysis of deformation, crack formation and destruction of the considered structure of the platform joint is carried out. It is shown that the proposed version of the computational model with the task of explicit cracks-cracks "jointing" allows to predict the scheme of the platform joint development.*

***Keywords:** platform joint, panel building, design model, stress state, crack formation, joint design*

Введение

Несмотря на значительное распространение конструктивных решений платформенных стыков панелей стен и перекрытий зданий различного назначения особенности их силового сопротивления исследованы недостаточно. Особенно это касается конструкций стыков, разработанных в последние годы для крупнопанельных зданий нового поколения. К такому типу платформенного стыка относится и конструкция платформенного сборно-монолитного стыка, включающего многопустотные плиты перекрытия, опертые на внутренние несущие стеновые панели-рамы, с дополнительно устраиваемым армированным монолитным поясом, арматура которого соединена с выпусками из верхней грани ригеля панели-рамы и с вертикальными рабочими стержнями стойки вышерасположенной стеновой панели-рамы [1, 2].

Оценка эксплуатационной надежности конструкции такого соединения требует проведения экспериментально-теоретических исследований.

Расчетная модель

Для оценки деформирования, трещинообразования и разрушения конструкции сборно-монолитных платформенных стыков был проведен конечноэлементный анализ с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР.

Особенностями исследуемого конструктивного решения стыка является наличие монолитного основания и специальных центрирующих деталей, повышающих точность монтажа стеновой конструкции (Рисунок 1). Приоритет такого решения был защищен Патентом РФ [3].

Опираясь на результаты исследований, приведенных в монографии [4] и решения стыков, использованных в нормах Украины по сейсмике [5] и в ряде публикаций, например, [6-16], в качестве расчетной модели для анализа напряженно-деформированного состояния сборно-монолитного платформенного стыка принята конечноэлементная модель узла соединения панелей-рам с перекрытием.

Исследование особенностей деформирования и разрушения платформенного сборно-монолитного железобетонного панельного стыка производилось на двух стадиях работы: до и после образования трещин. Специально для этого были разработаны две расчетные конечноэлементные модели для моделирования трещин - первая, без «расшивки», и вторая, с «расшивкой» плоских конечных элементов, отражающая возникновение зон-концентраторов напряжений, изменение силового потока в сборно-монолитном платформенном стыке.

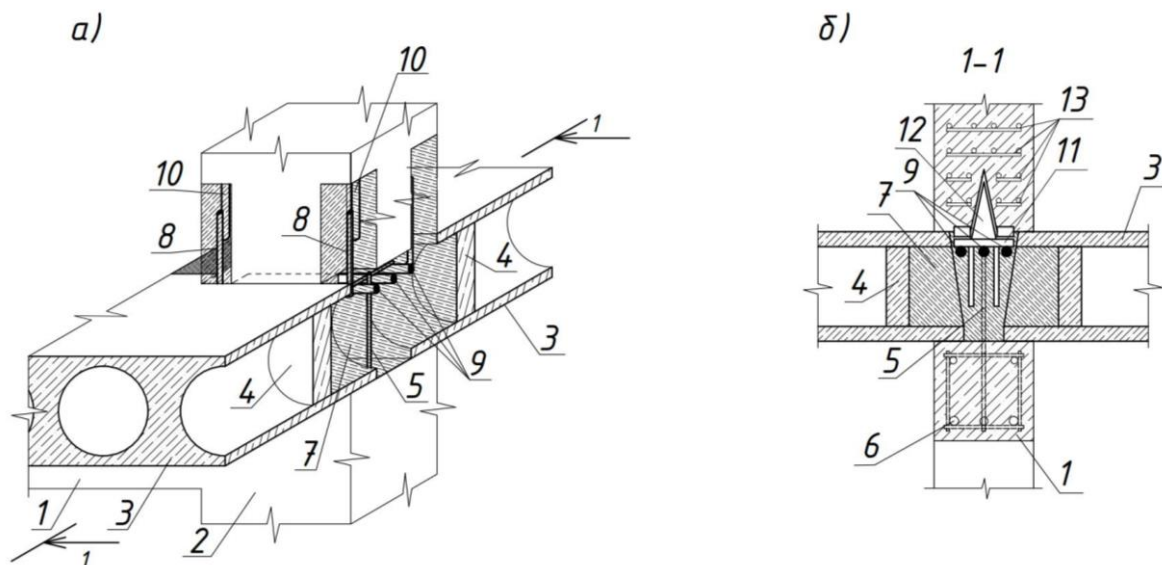


Рисунок 1 - Общий вид (а) и разрез (б) платформенного сборно-монолитного стыка:

- 1 - ригель и стойка панели-рамы соответственно; 3 - многопустотные плиты перекрытия;
- 4 - бетонная; 5 - выпуски арматуры; 6 - арматурный каркас; 7 - армированный монолитный пояс;
- 8 - "П"-образные арматурные стержни-выпуски; 9 - арматура монолитного пояса;
- 10 - рабочие стержни стойки вышележащей панели-рамы; 11 - закладная деталь;
- 12 - центрирующая пирамида; 13 - косвенная арматура

После образования трещин расчетная модель включала трещины-щели, моделируемые в ПК ЛИРА-САПР с помощью «расшивки» плосконапряженных конечных элементов. Ширина трещины-щели принималась равной 0,01 мм. При этом, стержневые конечные элементы, моделирующие продольную арматуру и поперечные стержни не расширяются.

Для моделирования стеновых панелей-рам, многопустотных панелей перекрытия и бетона замоноличивания стыка были использованы четырехугольные конечные элементы балки-стенки типа 230 размерами 5x5 мм. Конструкции растворных швов по верхней и ниж-

ней граням стеновых панелей рам также сформированы из четырехугольных конечных элементов балки-стенки с размерами 5x2,5 мм. Материал стеновых панелей-рам - бетон класса В30, материал многопустотных панелей перекрытия - бетон класса В20, материал заполнения стыка - бетон класса В30. Конструкции растворных швов выполнялись из раствора марки М200. Продольная и поперечная арматура моделировалась стержневыми конечными элементами типа 201.

Описанная расчетная модель с фрагментом расшитых трещин-щелей (рисунок 2) использовалась на всех стадиях нелинейного расчета.

В первом варианте конечноэлементной модели (без «расшивки») расчетная схема формировалась из плоских физически нелинейных четырехугольных конечных элементов балки-стенки типа 230. В целях моделирования физической нелинейности поведения материалов конструкции платформенного сборно-монолитного стыка был применен 31-ый экспоненциальный закон деформирования для расчетных характеристик железобетона. Моделирование нагрузки осуществлялось с использованием шагово-итерационной процедуры. Анализ каждой ступени нелинейного нагружения производился в 10 шагов по 300 итераций на каждом шаге.

Целью выполнения первого варианта расчета было выявление участков предположительного трещинообразования, а также областей-концентраторов максимальных растягивающих и сжимающих напряжений. Кроме того, необходимо было установить траектории и характер трещинообразования в платформенном сборно-монолитном стыке, а также проверить, соответствует ли схема разрушения узла платформенного сборно-монолитного стыка схеме "Конверт", полученной в испытаниях [7].

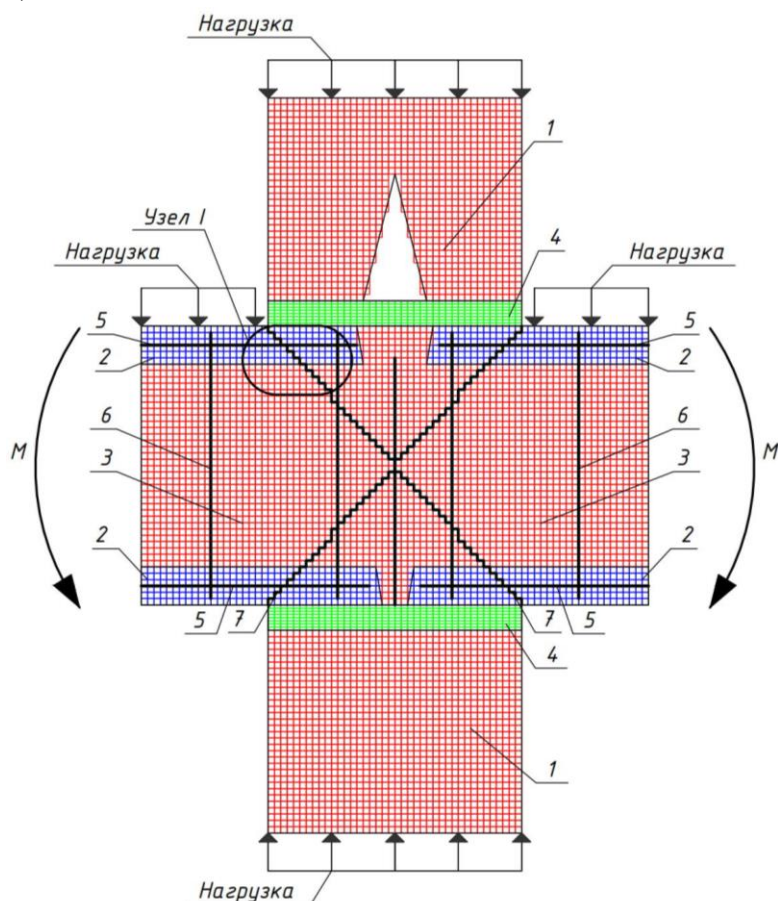
Согласно результатам выполненного расчета, трещинообразование началось при достижении расчетной нагрузки на стойку панели-рамы значения в 452,8 кН. При этой нагрузке областью образования первых трещин являлись диагональные зоны. Трещины, начинающиеся от наружных граней стеновых панелей, в данном случае, имели диагональную ориентацию.

В ходе последующего увеличения нагрузки было отмечено повышение значений растягивающих напряжений в бетоне замоноличивания стыка между торцами панелей в диагональных зонах, распространяющихся от центра бетона замоноличивания стыка к наружным граням стоек стеновых панелей-рам. При этом, возрастают значения сжимающих напряжений в растворных швах платформенного стыка, причем, максимальные по модулю напряжения располагаются по наружным граням шва. Начиная с нагрузки 566 кН на стойку панели-рамы, в растворных швах отмечается активное трещинообразование, развивающееся от внешних граней растворного шва к центру бетона замоноличивания стыка.

При нагрузке 849 кН трещины в центре бетона замоноличивания стыка, а также в зонах, расположенных по торцам сборных многопустотных панелей перекрытия, распространяются через весь массив бетона горизонтального платформенного стыкового соединения, при этом, развитие трещин в центральной части бетона замоноличивания стыка происходит по наклонным диагональным траекториям от центра к наружным граням стойки панели-рамы, а также, незначительно, в горизонтальном и вертикальном направлениях. Выявленная теоретическая схема трещинообразования и разрушения платформенного стыка соответствует схеме разрушения "Конверт", полученной в опытах [7].

Выявленная схема трещинообразования и разрушения дает возможность перейти к второму варианту расчетной модели с учетом развития явно заданных трещин-щелей в соответствии с описанной картиной их образования. Это позволило использовать модель явно заданной трещины, предложенную в статье Колчунова Вл. И., Ключевой Н.В. [6]. Эта модель предполагает задание трещины посредством расшивки схемы по узлам, которые расположены вдоль линии распространения трещин.

а)



б)

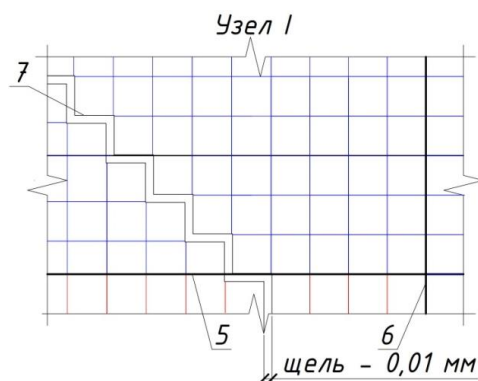


Рисунок 2 - Расчётная схема сборно-монолитного узла в ПК ЛИРА-САПР (а) и схема разъединения узлов при наличии продольной и поперечной арматуры в узле I (б), соответственно:

1 - фрагмент стеновой панели-рамы (пластинчатый КЭ типа 230); 2 - фрагмент многоспустотной панели перекрытия (пластинчатый КЭ типа 230); 3 - фрагмент бетона замоноличивания платформенного стыка (пластинчатый КЭ типа 230); 4 - шов платформенного стыка (пластинчатый КЭ типа 230); 5 - стержневой КЭ типа 201, моделирующий продольную арматуру; 6 - стержневой КЭ типа 201, моделирующий поперечную арматуру; 7 - щель-трещина, заданная путем расшивки;
б) узел I схемы с трещиной

Уместно также отметить, что ограничения, присущие современным расчетным программным комплексам на основе МКЭ (к примеру, ЛИРА-САПР), не позволяют в полной мере учитывать развитие наклонных трещин, проходящих через узловые точки прямоугольных конечных элементов. Поэтому, в соответствии с Приложением Г [5], была разработана специальная расчетная модель, позволяющая принудительно изменить траекторию развития трещин на наиболее адекватную, в которой для определения траектории трещин-щелей, задаваемых посредством «расшивки» схемы по узлам, использована плоская расчетная модель с располагаемыми в ней по диагоналям трещинами-щелями.

Процедура моделирования явно заданных трещин выполнялась в следующей последовательности. Были выбраны участки активного трещинообразования. Также, были выявлены основные направления развития трещин и ширина их раскрытия. Далее были выбраны узлы и элементы, непосредственно примыкающие к линии развития трещины (см. рисунок 2 и рисунок 3). С помощью стандартной операции "Расшивки" в LIRA-SAPR была назначена щель в сетке конечных элементов основной расчетной схемы. После «расшивки» схемы координаты узлов с помощью функции "Информация об узле или элементе" были установлены таким образом, чтобы ширина щели составила 0,01 мм.

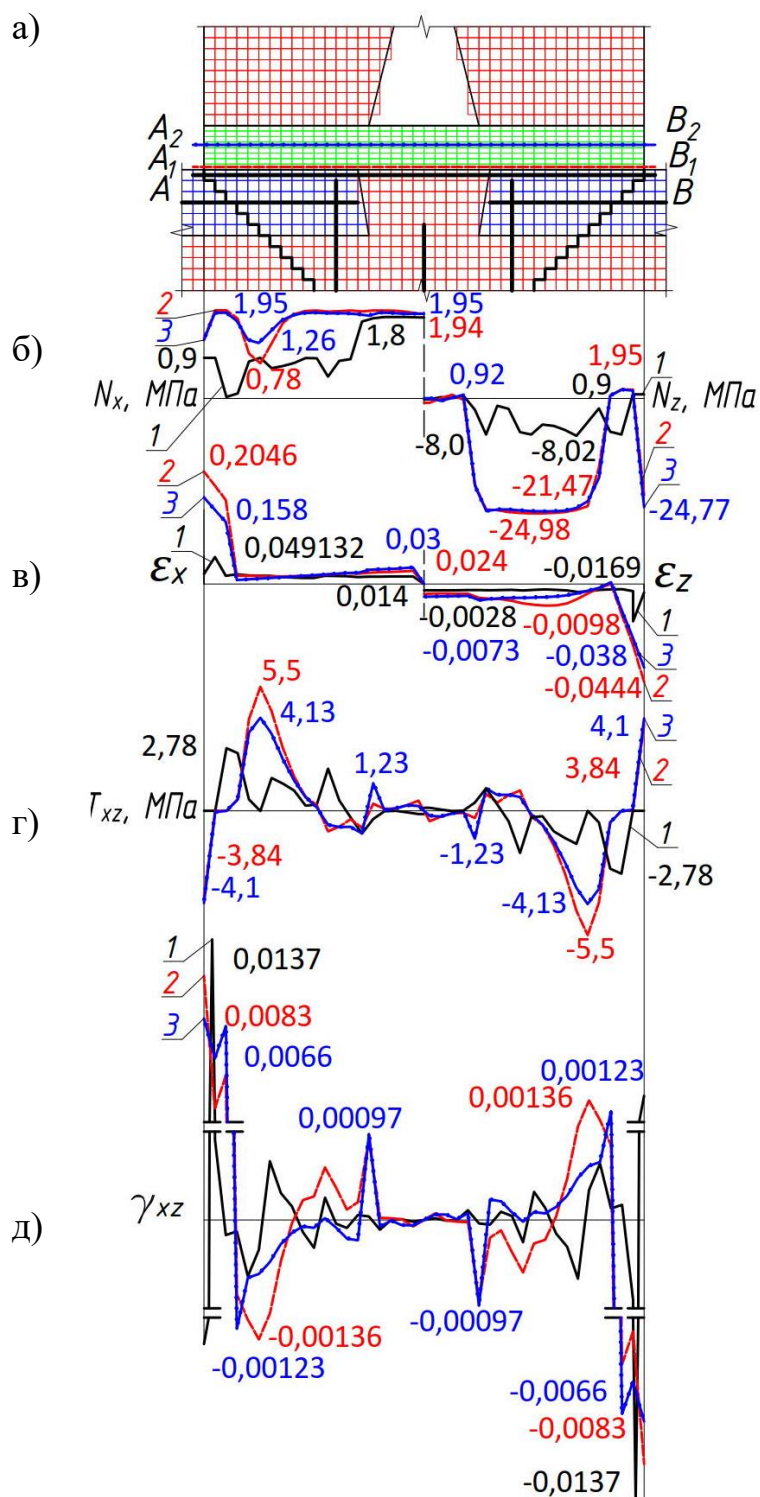


Рисунок 3 - Эпюры напряжений и относительных деформаций в расчетных сечениях стыка

AB, A₁B₁, A₂B₂ при нагрузке 905,6 кН наставку панели-рамы:

а - схема расположения выбранных расчетных сечений; б - совмещенная эпюра нормальных напряжений по x и z; в - эпюра относительных деформаций по x и z; г - эпюра касательных напряжений; д - эпюра относительных деформаций сдвига по x и z; 1 – эпюры напряжений и деформация для сечения AB; 2 – эпюры напряжений и деформация для сечения A₁B₁;

3 – эпюры напряжений и деформация для сечения A₂B₂

Для исследования влияния на характер напряженно-деформированного состояния платформенного сборно-монолитного стыка трещин-щелей, заданных путем расшивки плосконапряженных конечных элементов был построен ряд эпюр напряжений и деформаций для выбранного расчетного сечения (рисунок 3, а-д).

В процессе выполнения второго варианта расчета было отмечено значительное перераспределение силовых потоков. Вследствие развития трещин в центральной зоне бетона замоноличивания стыка наблюдалась релаксация напряжений, в то время, как возрастали их значения в фрагментах стеновых панелей-рам и в монтажных швах. Помимо перечисленных изменений в распределении внутренних усилий в варианте расчета с «расшивкой» разрушение элемента от исчерпания несущей способности по предельным напряжениям наступает значительно быстрее, чем в варианте, использующем для расчета стандартную схему, моделирующую работу платформенного сборно-монолитного стыка (без «расшивки» трещин).

Нагрузка 1131 кН на стойку панели-рамы привела рассматриваемую конструкцию платформенного сборно-монолитного стыка к исчерпанию несущей способности стыка по критерию прочности как для бетона замоноличивания стыка, так и стыковых участков в рассмотренном стыке сборных стоек стеновой панели-рамы и панелей перекрытия (по критерию прочности бетона).

Для узла I, выбранного в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рисунке 2, на основании анализа развития перемещений на разных этапах нагружения в щелях, заданных расшивкой, построены графики раскрытия трещин в конструкции платформенного стыка (рисунок 4).

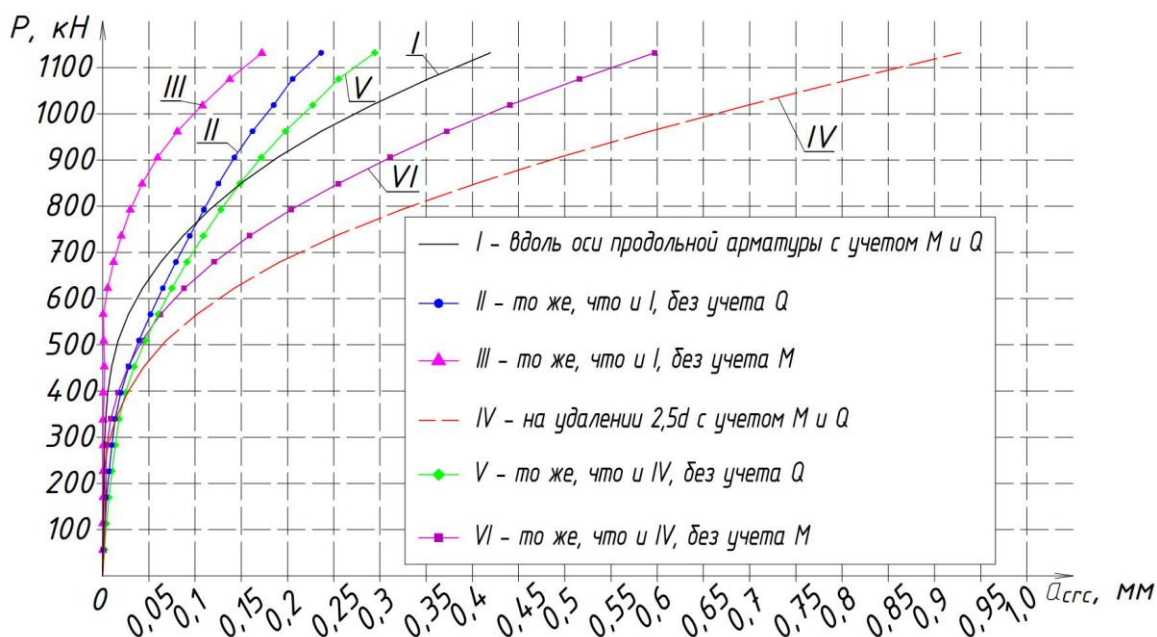


Рисунок 4 - Графики зависимости ширины раскрытия трещин от величины нагрузки

Обсуждение результатов

Выполненный численный анализ напряженно-деформированного состояния платформенного стыка показал, что моделируемая предложенным способом диагональная трещина носит преимущественно сдвиговой характер. Поэтому на ее раскрытие практически не оказывает влияния наличие изгибающего момента в консолях стыка (например, при шарнирном опирании панелей перекрытия, см. кривые I, III и IV, VI, соответственно). В то же время, существенное влияние на раскрытие трещин оказывает наличие поперечной силы (см. кривые I, II и IV, V, соответственно). Это обстоятельство позволяет обобщить полученные результа-

ты анализа сопротивления платформенных сборно-монолитных стыков не только при шарнирном опирании панелей перекрытия, но и условиях их полного или частичного защемления, например, путем введения дополнительных арматурных стержней в верхней зоне стыка.

Наличие в расчетной модели «расшивки» уменьшает жесткость крайних зон, в то время, как для центральной зоны жесткость остается практически неизменной. Как следствие, это приводит к увеличению деформаций в зонах проекции наклонных трещин на горизонтальную плоскость. Об этом свидетельствовало и наличие местного перегиба рабочей арматуры.

Проведенные исследования выявили наложение местного поля сжатия и изгибного поля в арматурных стержнях. Более того, на эти оба поля существенное влияние оказывают, как наличие пустотной зоны в стойке стеновой панели-рамы, так и наличие трещин-щелей в плитах перекрытия. Они, в основном, и определяют направление силовых потоков в исследуемой зоне и вызванные ими перегибы арматурных стержней, с положительным радиусом кривизны в средней зоне и отрицательным радиусом кривизны в зоне проекций щелей-трещин. В средней зоне платформенного сборно – монолитного стыка напряженное состояние от перегиба накладывается на напряженное состояние сжатия от давления стеновой панели, в результате чего значения напряжений становятся близкими к нулевым. В краевых зонах проекции щелей-трещин имеет место сложение сжимающих усилий, вследствие чего здесь значения напряжений максимальны

Выводы

Предложенный вариант расчетной модели с заданием явных трещин-щелей «расшивкой» только пластинчатых конечных элементов позволяет прогнозировать возможную схему «конверт» разрушения узла платформенного стыка. Это дало возможность существенно приблизить исследуемое сопротивление платформенного сборно-монолитного стыка к действительному, что важно для наиболее полного моделирования напряженно-деформированного состояния рассматриваемого класса железобетонных конструкций, в том числе, при проектировании защиты панельных зданий от прогрессирующего обрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ключева Н.В., Колчунов В.И., Рыпаков Д.А., Бухтиярова А.С. Жилые и общественные здания из железобетонных панельно-рамных элементов индустриального производства // Жилищное строительство. 2015. №5. С.69-75.
2. Савин С.Ю., Федорова Н.В., Емельянов С.Г. Анализ живучести сборно-монолитных каркасов многоэтажных зданий из железобетонных панельно-рамных элементов при аварийных воздействиях, вызванных потерей устойчивости одной из колонн // Жилищное строительство. 2018. № 12. С. 3-7.
3. Пат. 2589779 Российская Федерация, МПК E04B 1/38. Платформенный сборно-монолитный стык [Текст] / Колчунов В.И., Ключева Н.В., Филатова С.А., Мартыненко Д.В., заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО "Юго-Западный Государственный Университет". - №2015113471/03 заявл. 13.04.2015; опубл. 10.07.2016, Бюл. №19. - 7 с.
4. Бондаренко В. М., Колчунов Вл. И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография. М.: АСВ, 2004. 472 с.
5. ДБН В.1.1-201X. Строительство в сейсмичных районах Украины // Киев: Министерство регионального развития, строительства и жилищно-коммунального хозяйства Украины. 201X.
6. Ключева Н.В., Горностаев И.С., Колчунов Вл. И., Яковенко И.А. Методика расчета деформативности стержневых железобетонных составных конструкций с использованием программного комплекса "Мираж-2014" // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 10. С. 21-26.
7. Колчунов В.И., Осовских Е.В., Фомичев С.И. Прочность железобетонных платформенных стыков жилых зданий с перекрестно-стеновой системой из панельных элементов // Жилищное строительство. 2009. № 12. С. 12-16.
8. Ключева Н.В., Колчунов В.И., Рыпаков Д.А., Бухтиярова А.С. Прочность и деформативность сборно-монолитных каркасов жилых зданий пониженной материалоемкости при запроектных воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 1. С. 5-9.

9. Шапиро Г. И., Юрьев Р. В. К вопросу о построении расчетной модели панельного здания // Промышленное и гражданское строительство. 2004. № 12. С. 32-33.
10. Шапиро Г. И., Шапиро А.Г. Расчет прочности платформенных стыков панельных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2008. № 1. С. 55-57.
11. Шапиро Г. И., Гасанов А.А., Юрьев Р. В. Расчет зданий и сооружений в МНИИТЭП // Промышленное и гражданское строительство. 2007. № 6. С. 31-33.
12. Burachat Chatveera. Vertical shear strength of joints in prefabricated load-bearing walls // J. Natl. Res. Council. Thailand, 1994. P.11-36
13. Hanson W. Mechanisms of shear failure // Mag. Of Concrete Research. USA, 1983. vol.35. №123. P. 99-106.
14. Michael P. Collins. A general shear design method // ACI structural journal. USA, Jan.-Feb.1996, P.36-60
15. Sarni H. Rizkalla. Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels // PCI JOURNAL. USA, 1989. P.104-119.
16. Susan D. Huey. Shear strength of horizontal wall panel joints // PCI journal, Jul.-Aug. 1990, P.84-91.

REFERENCES

1. Klyuyeva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A., Bukhtiyarova A.S. Zhilye i obshchestvennyye zdaniya iz zhelezobetonnykh panel'no-ramnykh elementov industrial'nogo proizvodstva [Residential and Public Buildings of Industrially Manufactured Reinforced Concrete Frame-Panel Elements]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2015. No 5. Pp. 69-75. (rus)
2. Savin S.Yu., Fedorova N.V., Yemel'yanov S.G. Analiz zhivuchesti sborno-monolitnykh karkasov mnogoetazhnykh zdaniy iz zhelezobetonnykh panel'no-ramnykh elementov pri avariynnykh vozdeystviyakh, vyzvannykh poterey ustoychivosti odnoy iz kolonn [Survivability Analysis of Reinforced Concrete Frameworks of Multi-storey Buildings Made of Frame-panel Elements Using Combination of Prefabricated and Monolithic Concrete in Case of Accidental Impacts Caused by Loss of Stability of One of the Columns]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2018. No 12. Pp. 3-7. (rus)
3. Pat. 2589779 Rossiyskaya Federatsiya, MPK Ye04V 1/38. Platformennyy sborno-monolitnyy styk [Tekst] / Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V., Filatova S.A., Martynenko D.V., zayavitel' i patentoobladatel' FGBOU VO "Yugo-Zapadnyy Gosudarstvennyy Universitet". - No2015113471/03 zayavl. 13.04.2015; opubl. 10.07.2016, Byul. No 19. - 7 p. (rus)
4. Bondarenko V. M., Kolchunov V. I. Raschetnyye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Calculation models of reinforced concrete power resistance]. Moscow: ASV, 2004. 472 p. (rus)
5. DBN V.1.1-201KH. Stroitel'stvo v seysmichnykh rayonakh Ukrainy [Building in seismic regions of Ukraine]. Kiyev: Ministerstvo regional'nogo razvitiya, stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo khozyaystva Ukrainy. 201KH.
6. Klyuyeva N.V., Gornostayev I.S., Kolchunov V. I., Yakovenko I.A. Metodika rascheta deformativnosti sterzhnevnykh zhelezobetonnykh sostavnykh konstruksiy s ispol'zovaniyem programmnoy kompleksa "Mirazh-2014" [Method of calculating the deformation property of rod reinforced composite constructions involving software complex Mirage-2014]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2014. No 10. Pp. 21-26.
7. Kolchunov V.I., Osovskikh Ye.V., Fomichev S.I. Prochnost' zhelezobetonnykh platformennykh stykov zhi-lykh zdaniy s perekrestno-stenovoy sistemoy iz panel'nykh elementov [Strength of reinforced concrete connection nodes of residential buildings with cross-wall system that consist of panel-frame elements]. *Zhilishchnoye stroitel'stvo*. 2009. No 12. Pp. 12-16. (rus)
8. Klyuyeva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A., Bukhtiyarova A.S. Prochnost' i deformativnost' sborno-monolitnykh karkasov zhilykh zdaniy ponizhennoy materialoemkosti pri zaproyektnykh vozdey-stviyakh [Durability and Deformability of Precast-Cast-in-Place Frameworks for Residential Buildings with Low Material Consumption at Beyond-Design-Basis Impacts]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2015. No 1. Pp. 5-9. (rus)
9. Shapiro G. I., Yur'yev R. V. K voprosu o postroyenii raschetnoy modeli panel'nogo zdaniya [Creation of calculation model of panel building]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2004. No 12. Pp. 32-33. (rus)
10. Shapiro G. I., Shapiro A.G. Raschet prochnosti platformennykh stykov panel'nykh zdaniy [Strength calculation of platform-type joints of panel buildings]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2008. No 1. Pp. 55-57. (rus)
11. Shapiro G. I., Gasanov A.A., Yur'yev R. V. Raschet zdaniy i sooruzheniy v MNIITEP [Oesign and calculation provided for buildings and structures in MNIITEP]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2007. No 6. Pp. 31-33. (rus)
12. Burachat Chatveera. Vertical shear strength of joints in prefabricated load-bearing walls. *J. Natl. Res. Council*. 1994. Pp.11-36
13. Hanson W. Mechanisms of shear failure. *Mag. Of Concrete Research*. 1983. Vol.35. No 123. Pp. 99-106.
14. Michael P. Collins. A general shear design method. *ACI structural journal*. 1996. Jan.-Feb. Pp.36-60

15. Sarni H. Rizkalla. Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels. *PCI Journal*. 1989. Pp.104-119.
16. Susan D. Huey. Shear strength of horizontal wall panel joints. *PCI Journal*. 1990. Jul.-Aug. Pp. 84-91.

Информация об авторах:

Колчунов Владимир Иванович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г Курск, Россия,
Доктор технических наук, профессор, профессор кафедры уникальных зданий и сооружений,
E-mail: vlik52@mail.ru

Мартыненко Денис Викторович

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г Курск, Россия,
Аспиранткафедры уникальных зданий и сооружений,
E-mail: denmartyn91@mail.ru

Information about authors:

Koltunov Vladimir I.

South-West State University, Kursk, Russia,
Doctor of technical Sciences, Professor, Professor of the Department of unique buildings and structures,
E-mail: vlik52@mail.ru

Martynenko Denis V.

South-West State University, Kursk, Russia,
Post-graduate student of the Department of unique buildings and structures,
E-mail: denmartyn91@mail.ru