

# ВЛИЯНИЕ СОСТОЯНИЯ УЗЛОВЫХ СОПРЯЖЕНИЙ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА РАБОТУ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

О. Э. Брыжатый к.т.н., доцент; Э. П. Брыжатый к.т.н., доцент

ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры», г. Макеевка

**Аннотация.** Проведено обследование нескольких каркасных зданий, выполненных из сборных железобетонных конструкций. Установлено фактическое состояние стыков конструкций, систематизированы имеющиеся дефекты и повреждения.

Исследовано влияние учета податливости узловых сопряжений с дефектами и без дефектов на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов несущих подсистем каркасных зданий – колонн, ригелей, дисков перекрытия и диафрагм жесткости.

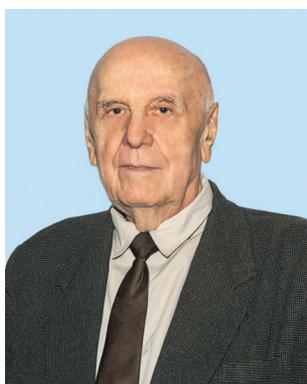
Получены данные численного исследования напряженно-деформированного состояния каркаса здания, работающего по связевой схеме, при наличии дефектов и повреждений узловых сопряжений конструкций.

**Ключевые слова:** дефекты, повреждения, узловые сопряжения, напряженно-деформированное состояние.

## ВВЕДЕНИЕ



**Брыжатый  
Олег Эдуардович**



**Брыжатый  
Эдуард Парфирович**

Значительным недостатком каркасов многоэтажных зданий из сборного железобетона является большое количество узловых сопряжений, которые в соответствии с принятой системой членения здания на элементы, располагаются, как правило, в наиболее напряженных или уязвимых к повреждениям зонах [1, 2, 5, 8]. Также такие стыки, контроль за качеством изготовления которых затруднен, зачастую выполняют с отклонениями от проектной документации и со значительными дефектами [3, 4]. При этом для стыков сборных элементов характерна повышенная деформативность из-за смятия бетона по контактным поверхностям и интенсивного трещинообразования, значительной податливости сварных соединений арматуры и закладных деталей. Кроме того, в узловых сопряжениях в значительной степени проявляется как физическая, так и конструктивная нелинейность, и их податливость меняется в зависимости от напряженно-деформированного состояния. Натурные и экспериментальные исследования показывают, что переменная податливость сопряжений приводит к существенному изменению фактического напряженно-деформированного состояния как отдельных конструкций, так и всего каркаса здания.

В существующих методах расчета и проектирования зданий из сборных железобетонных конструкций пока не в полной мере учитывается влияние податливости узловых сопряжений на совместную работу несущих подсистем каркасных зданий – продольных и поперечных рам, дисков перекрытия и диафрагм жесткости. Причиной этого является недостаточная изученность процессов взаимодействия сборных элементов как в упругой, так и в пластической стадиях работы. Поэтому, расчет и проектирование каркасных зданий производится по расчетным схемам с шарнирными или жесткими узлами сопряжений элементов, что не всегда адекватно отражает работу конструкции. При необходимости повышения экономической эффективности конструктивных решений действительная работа железобетонных сборных конструкций с уточнением расчетных схем особенно актуальна.

В связи с изложенным выше следует, что при наличии повреждений стыков или дефектов на монтаже конструкций необходимо учесть влияние изменения податливости узловых сопряжений на совместную работу несущих подсистем каркасных зданий – продольных и поперечных рам, дисков перекрытий и диафрагм жесткости с целью повышения экономичности и безопасности проектных решений, принимаемых при строительстве и реконструкции каркасных многоэтажных сборных гражданских и промышленных зданий.

**Анализ наиболее распространенных дефектов и повреждений стыков конструкций.** Проведен анализ результатов натурного обследования нескольких промышленных и гражданских зданий в Донецке и Макеевке. Выявлены разнообразные дефекты и повреждения стыков сборных конструкций, приводящие к изменению податливости узлов соединений конструкций и влияющие на работу каркаса здания в целом.



Рис. 1. Отсутствие бетона замоноличивания стыка. Несоосность стержней стыкуемой арматуры



Рис. 2. Повреждение обетонированного стыка колонн. Отсутствие поперечного армирования стыка



Рис. 3. Недостаточная величина площадки опирания ригеля

Наиболее распространенные дефекты стыков в обследуемых зданиях:

- несоосность монтируемых конструкций с превышением допусков на монтаже;
- недостаточная величина площадки опирания конструкций;
- применение непроектных конструкций, в частности отсутствие связевых плит;
- отсутствие бетона замоноличивания стыков;
- недостаточный класс бетона замоноличивания стыков;
- отсутствие хомутов в стыках колонн;
- некачественная сварка закладных деталей.

Наиболее распространенные повреждения стыков в обследуемых зданиях:

- повреждения бетона замоноличивания зоны стыков;
- повреждения конструкций в зоне стыков;
- замокания зоны стыков;
- коррозия арматуры в зоне стыков.

**Учет изменения податливости и жесткости стыков конструкций при расчете напряженно-деформированного состояния каркаса здания.** На основании имеющихся проектных данных и результатов натурных обследований были выполнены численные исследования и анализ напряженно-деформированного состояния конструкций макеевского офисного здания.

Были определены жесткостные параметры стыков [4, 7] по проекту и с имеющимися дефектами и повреждениями. Для схемы без учета податливости стык ригеля и колонны принят шарнирным, без учета обетонирования и накладки посредника «рыбки». Для стыков колонн с максимальным значением жесткости (по проекту)  $C_z = 4 \times 10^4$  кН/см и с минимальным значением жесткости (с дефектами и повреждениями)  $C_z = 2.3 \times 10^4$  кН/см [2]. Для стыков ригелей и колонн  $C_\phi = 7.95 \times 10^5$  кН×см и  $C_\phi = 6.05 \times 10^5$  кН×см соответственно.

Был выполнен анализ трех расчетных схем здания – без учета податливости и жесткости стыков, со стыками, выполненными по проекту, и со стыками по результатам натурного обследования.

Расчетная схема пространственной рамы здания для расчетов в программном комплексе «Лира» представляет собой набор из вертикальных стержней – колонн, пластин размерами 0.5×1.0 м и 1.1×1.0 м, диафрагм жесткости, и горизонтальных пластин размерами 1.0×1.0 м, моделирующих жесткие диски перекрытий и покрытия. Общее количество элементов – 10 606.

Для учета податливости сопряжений в расчетной схеме реальные швы между сборными конструкциями приняты в виде податливых конечных элементов, геометрические и жесткостные параметры которых максимально отвечают характеристикам реальных швов.

**Анализ результатов численных исследований напряженно-деформированного состояния конструкций каркаса здания.** Горизонтальные деформации здания от ветровой нагрузки при учете податливости узлов сопряжений и их фактических значений изменялись на 2-43 %.

Вертикальные деформации колонн здания при учете податливости узлов сопряжений и их фактических значений изменялись на 3-19 %.

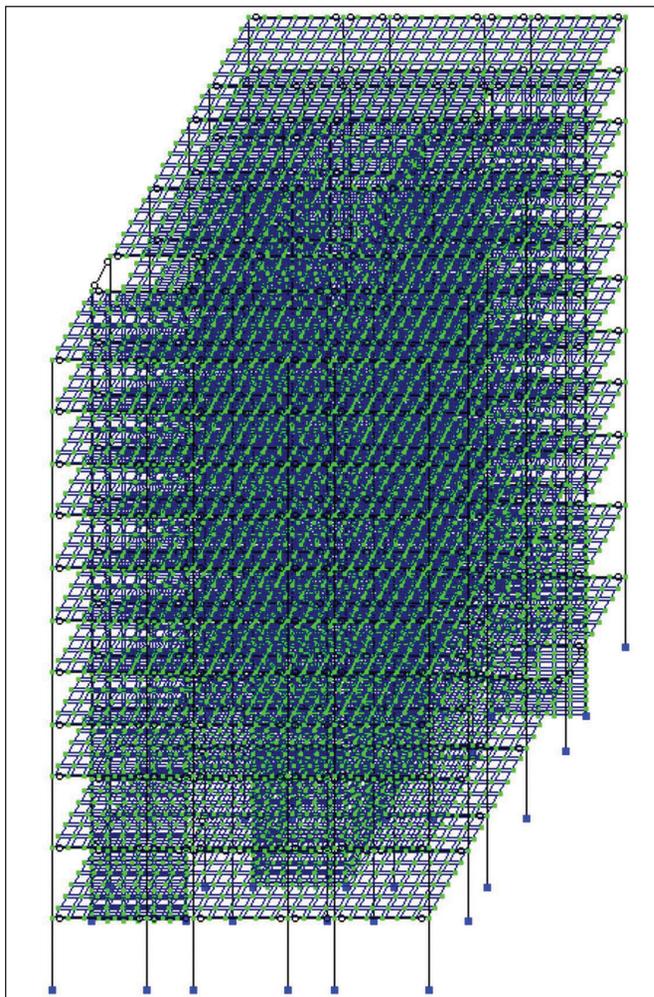


Рис. 4. Расчетная схема каркаса здания без учета податливости узловых соединений

Деформации колонн первого этажа по оси Z от постоянной нагрузки



Рис. 6. Зависимость деформаций по оси Z для колонн первого этажа от жесткости соединений колонн при нагрузке от собственного веса

Прогибы ригелей пролетом 6 м от постоянной нагрузки

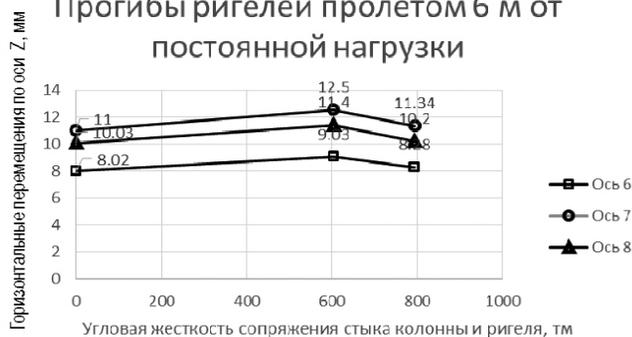


Рис. 7. Зависимость прогибов ригелей пролетом 6 м от жесткости соединений ригелей с колоннами при нагрузке от собственного веса

Ветровая нагрузка. Горизонтальные перемещения по оси X

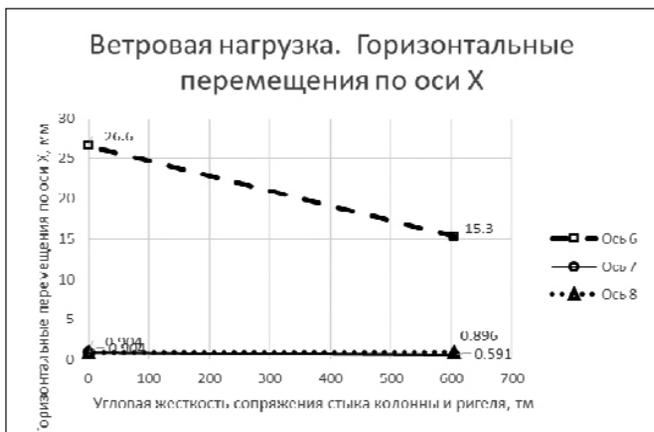


Рис. 5. Зависимость перемещений по оси X для конструкций рам от жесткости соединений ригелей с колоннами при действии ветровой нагрузки

Углы поворотов опорных узлов ригелей длиной 6 м от постоянной нагрузки

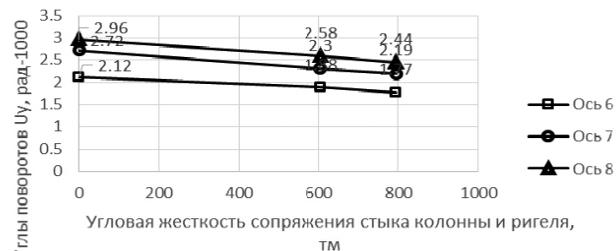


Рис. 8. Зависимость углов поворотов опорных сечений ригелей пролетом 6 м от жесткости соединений ригелей с колоннами при нагрузке от собственного веса

Прогибы и углы поворотов опорных сечений ригелей здания при учете податливости узловых сопряжений и их фактических значений изменялись на 5-14 %.

Продольная сила N в колоннах здания при учете податливости узловых сопряжений и их фактических значений изменялась на 1-10 %.

Для ригелей здания при учете податливости узловых сопряжений возникали отрицательные моменты в опорных сечениях. Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригелей здания при учете податливости узловых сопряжений и их фактических значений изменялись на 5-18 %.



Рис. 9. Зависимость усилий  $N$  для колонн крайнего ряда первого этажа от жесткости соединений колонн (PCY – 1, 2, 3, 4)

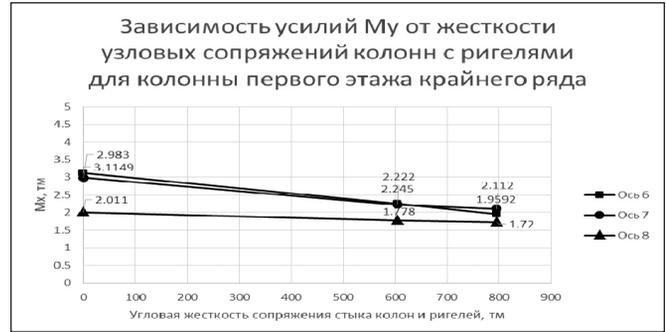


Рис. 13. Зависимость усилий  $M_y$  для колонн крайнего ряда первого этажа от угловой жесткости соединений колонн и ригелей (PCY – 1, 2, 3, 5)

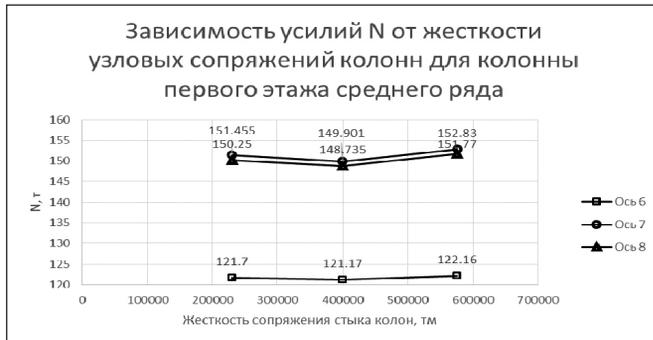


Рис. 10. Зависимость усилий  $N$  для колонн среднего ряда первого этажа от жесткости соединений колонн (PCY – 1, 2, 3, 4)

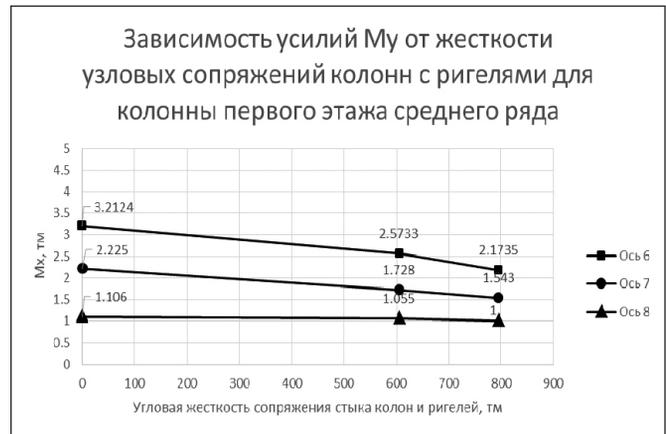


Рис. 14. Зависимость усилий  $M_y$  для колонн среднего ряда первого этажа от угловой жесткости соединений колонн и ригелей (PCY – 1, 2, 3, 5)

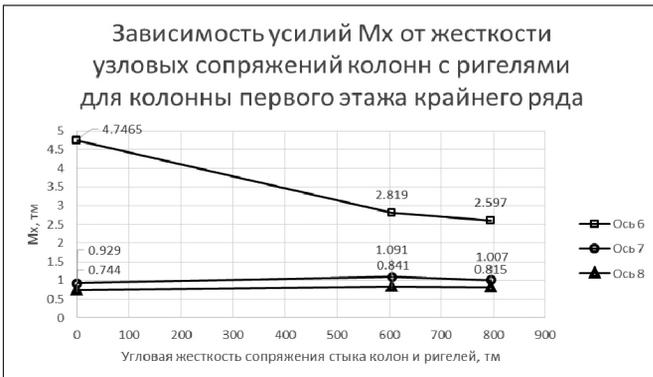


Рис. 11. Зависимость усилий  $M_x$  для колонн крайнего ряда первого этажа от угловой жесткости соединений колонн и ригелей (PCY – 1, 2, 3, 4)

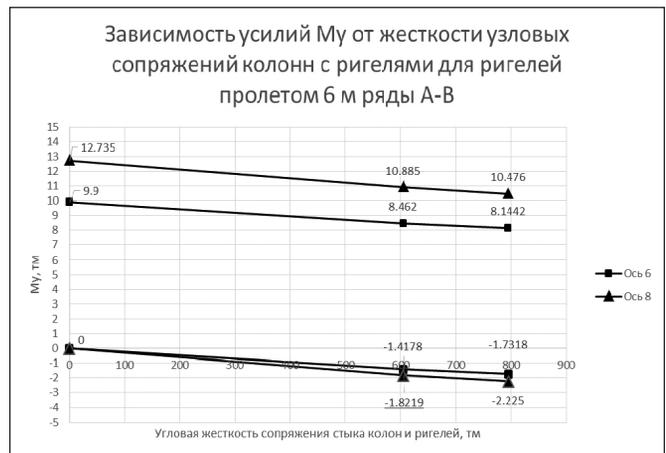


Рис. 15. Зависимость усилий  $M_y$  для ригелей пролетом 6 м первого этажа от угловой жесткости соединений колонн и ригелей (PCY – 1, 2)

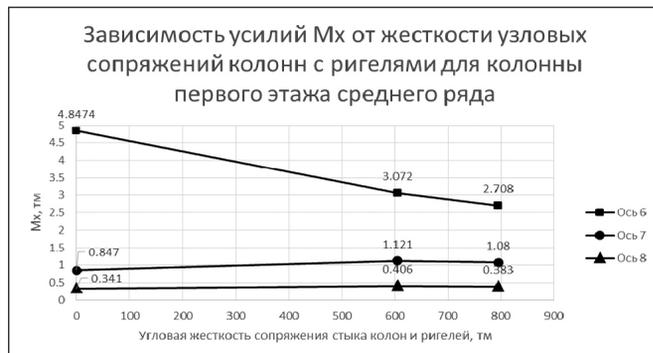


Рис. 12. Зависимость усилий  $M_x$  для колонн среднего ряда первого этажа от угловой жесткости соединений колонн и ригелей (PCY – 1, 2, 3, 4)

### ВЫВОДЫ

Таким образом, на основании анализа напряженно-деформированного состояния конструкций каркаса здания без учета податливости узловых сопряжений, с учетом податливости узловых сопряжений по проекту и с учетом податливости узловых сопряжений

с дефектами и повреждениями можно установить, что учет наличия и фактического состояния узловых сопряжений важен для проектных работ при строительстве или реконструкции зданий.

#### Список литературы

1. Васильков, Б. С. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений [Текст] / Б. С. Васильков, Н. М. Володин – Москва: Стройиздат, 1985. – 144 с.
2. Гранев, В. В. Пространственная работа каркасных систем с учетом реальной жесткости узловых сопряжений [Текст] / В. В. Гранев, Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин // *Материалы 1-ой Всероссийской конференции «Бетон на рубеже третьего тысячелетия»*, книга 2. – Москва, 2001. – С. 512-517.
3. Никитин, И. К. Каркасы многоэтажных зданий с шарнирными и жесткими узлами [Текст] / И. К. Никитин // *Конструкции многоэтажных производственных зданий: сб. научн. трудов.* – Москва: ЦНИИПромзданий, 1988. – С. 5-15.
4. *Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций [Текст] / ОАО «ЦНИИПромзданий» – Москва: ЦНИИПромзданий, 2002. – 90 с.*
5. Campana, S. Behaviour of nodal regions of reinforced concrete frames subjected to opening moments and proposals for their reinforcement [Текст] / S. Campana, M. F. Ruiz, A. Muttoni // *Engineering Structures*, vol. 51, 2013 – P. 200–210.
6. Kassem, W. Strength Prediction of Corbels Using Strut-and-Tie Model Analysis [Текст] / W. Kassem // *International Journal of Concrete Structures and Materials*. Vol. 9, № 2, 2014. – P. 255–266.
7. Kaya, S. Shear Stiffness and Capacity of Joints Between Precast Wall Elements [Текст] / S. Kaya, D. Salim // *TRI-TA-BKN, Master Thesis 516, 2017 – Stockholm: National Swedish Institute for Building Research, 2017. – 192 p.*
8. Nilsson, I. Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment [Текст] / I. Nilsson // *Design of corners and joints in frame structures. D7. – Stockholm: National Swedish Institute for Building Research, 1973. – 249 p.*