

В.А. ЛЮБЛИНСКИЙ¹¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

К ВОПРОСУ О ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИИ НАПРЯЖЕНИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

***Аннотация.** В данной работе рассматривается сопротивление перемычек многоэтажных зданий на сдвиг, поскольку основное статическое назначение вертикальных стыковых соединений в виде перемычек – обеспечить восприятие сдвигающих сил, возникающих при совместной работе сопрягаемых стен. Объектом исследования являлся фрагмент монолитного здания, толщина стен которого составляла 300 мм, а высота здания составляла 12 этажей. В результате проведенных численных исследований определено напряженно-деформированное состояние вертикальных несущих конструкций монолитных зданий и деформации сдвига по всем перемычкам по высоте здания. Установлено, что часть перемычек находятся в упругой стадии работы в связи с небольшим уровнем перерезывающих усилий. Ряд перемычек здания, соединяющих вертикальные конструкции со значительным перепадом вертикальной нагрузки, находятся в пластической стадии работы. Результаты перераспределения напряжений, приведенные в данной статье, могут быть использованы при расчете несущих систем монолитных зданий с учетом нелинейной податливости связей сдвига.*

Ключевые слова: связи сдвига, перемычки, перераспределение, напряжение.

V.A. LYUBLINSKIY¹¹Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

TO THE QUESTION OF REDISTRIBUTION OF STRESS IN VERTICAL BEARING RC STRUCTURES MULTI-STORY BUILDINGS

Abstract. In this paper, resistance the shear lintels in multi-story buildings is considered, since the main static purpose of vertical butt joints in the form of lintels is to ensure the perception of shear forces arising from the joint operation of the mating walls. The object of the study was a fragment of a monolithic building, the thickness of the walls of which was 300 mm, and the height of the building was 12 floors. As a result of the conducted numerical studies, the stress-strain state of the vertical load-bearing structures of monolithic buildings and the shear deformations along all the lintels along the height of the building were determined. It was found that some of the lintels are in the elastic stage of operation due to a low level of shearing forces. A number of building lintels connecting vertical structures with a significant vertical load drop are in the plastic stage of work. The results of stress redistribution, given in this article, can be used when calculating the bearing systems of monolithic buildings, taking into account the nonlinear compliance of shear bonds.

Keywords: shear bonds, lintels, redistribution, stress.

Введение

Несущие системы многоэтажных зданий представляют собой многократно статически неопределимые системы. Все основные вертикальные и горизонтальные железобетонные конструкции находятся во взаимодействии. В здании присутствует целая и разнообразная система горизонтальных и вертикальных связей, объединяющих вертикальные конструкции – стены, пилоны, колонны в единую пространственную систему. При определении напряженно-деформированного состояния несущих конструкций обычно исходят из

Методика численного моделирования

На здание действовали постоянные, временные вертикальные и ветровые нагрузки.



Рассмотрим фрагмент несущей системы - стены W1, W2 и W3, нумерации которых указана на рисунке 1. На рисунке 2 приведены напряжения, образовавшиеся в элементах в результате линейного расчета здания при постоянстве жесткостей элементов несущей системы.

Для определения значения модуля сдвига была использована экспериментальная диаграмма деформирования «Q-Δ». Использовался секущий модуль для определения податливости K для связей типа переемычек [4,16]. Нагружение производилось шаговым методом от начальной податливости до момента возникновения пластического шарнира в одной из связей.

Изменение податливости по шагам происходило в следующей последовательности: $K_1 = 0,2 \text{ E-6 м/кН}$; $K_2 = 0,4 \text{ E-6 м/кН}$; $K_3 = 0,67 \text{ E-6 м/кН}$; $K_4 = 0,88 \text{ E-6 м/кН}$; $K_5 = 0,13 \text{ E-6 м/кН}$ (см. рисунок 3). Изменение напряжённо-деформированного состояния при дальнейшем увеличении податливости в одной из стен не фиксировалось и расчет был остановлен. Оценка работы переемычек с точки зрения второй группы предельных состояний в данной постановке не рассматривалась.

Результаты исследования и их анализ

Было рассмотрено поведение конструкций здания с учетом нелинейного изменения податливости поперечных связей при последовательном нагружении (см. рисунок 4). При нагружении фиксировались сдвигающие усилия и соответствующие деформации. При сравнении напряженного состояния стен между начальным и конечным этапом нагружения отчетливо видна разгрузка стены W1 и дополнительное нагружение стены W2. Произошло перераспределение напряжений с наиболее нагруженной конструкции на менее. Сами переемычки, соединяющие эти две вертикальные конструкции находились в наиболее напряженном состоянии с явным переходом в пластичную зону деформирования.

Определены усилия сдвига и деформации сдвиговых связей на каждом уровне этажей по высоте здания. Рисунки 5 и 6 показывают, соответственно, деформирование и усилия сдвига связей, обозначенных на схеме Shb1, Shb2.

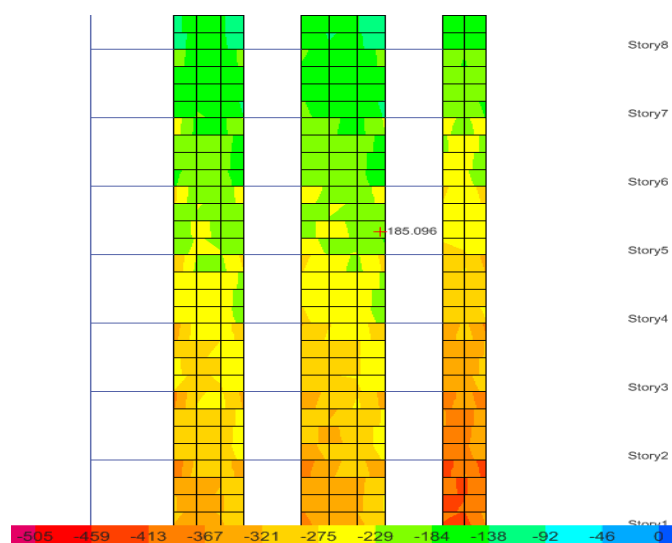


Рисунок 2 - Вертикальные напряжения в стенах W1, W2, W3 в результате линейного расчета

Связи сдвига вертикального ряда Shb1 имеют уже на начальном этапе нагружения сдвигающие усилия одинаковые с 5 по 12 этаж. Такое распределение усилий характерно при действии значительной удельно неравной на конструкции стен W1 и W2 вертикальной нагрузки [2,4]. При увеличении нагрузки происходит увеличение и выравнивание эпюр сдвигающих усилий по высоте здания. В результате учета нелинейности напряжения сдвига увеличились в сдвиговой связи (Shb1) и уменьшились в сдвиговой связи (Shb2). Вместе с тем, следует отметить некорректность рассмотрения отдельного фрагмента здания без учета поведения всей несущей системы. В связи с увеличением податливости всех связей несущей системы здания уменьшается влияние сдвигающих усилий, увеличиваются изгибающие моменты в вертикальных конструкциях и увеличивается прогиб многоэтажного здания.

Рассмотрим процесс перераспределения напряжений в смежных стенах W1 и W2.

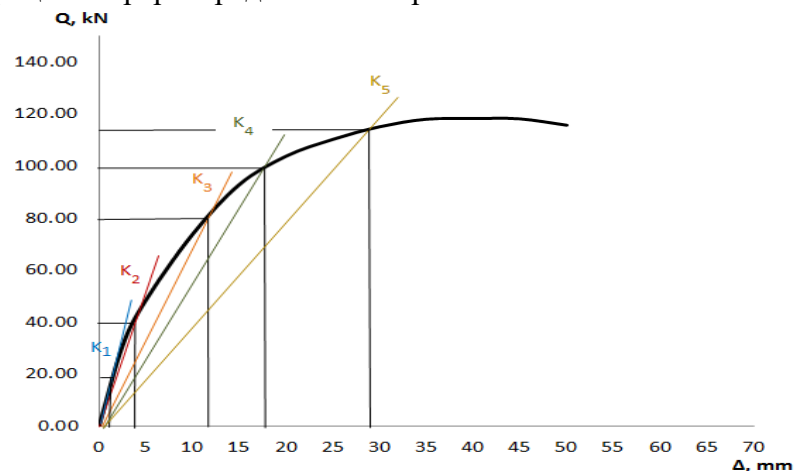


Рисунок 3 - Экспериментальная диаграмма деформирования связи сдвига и условная схема определения их податливости

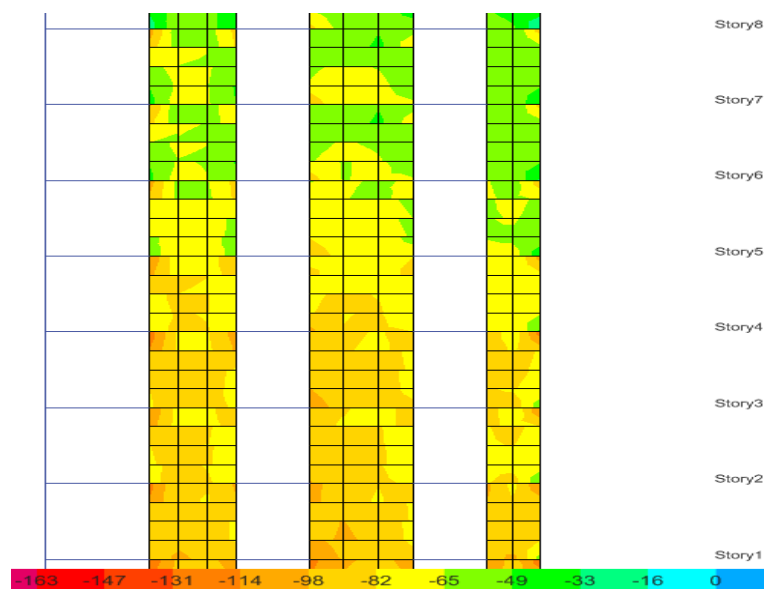


Рисунок 4 - Вертикальные напряжения в стенах W1, W2, W3 в результате нелинейного деформирования связей сдвига

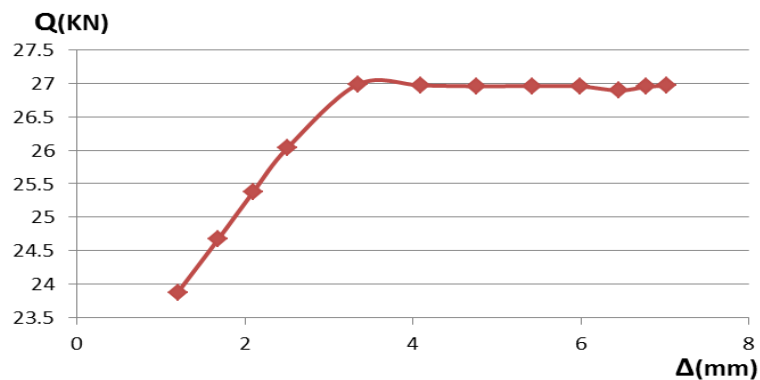


Рисунок 5 - Диаграмма деформации и усилие сдвига связи Shb1

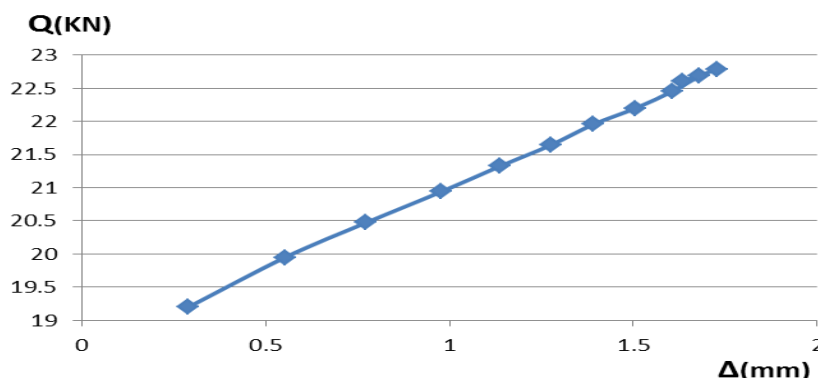


Рисунок 6 - Диаграмма деформации и усилие сдвига связи Shb2

Для податливости связи сдвига K1 для Shb1, связь сдвига действовала в пределах упругой работы и жесткость связи сдвига была максимальной. Напряжения в стене W1 были большими, а разница между двумя смежными стенами в одной плоскости была значительной. Величины нормальных напряжений в рассматриваемых стенах в уровне заделки даны в таблице 1.

Таблица 1 – Нормальные напряжения в стенах W1, W2, W3 при изменении податливости связей сдвига

Номер нагружения	Податливость связей сдвига	W1	W2	W3
1	K1	2212.42	1506.81	1693.56
2	K2	1799.51	1644.50	1806.82
3	K3	1699.62	1712.05	1861.24
4	K4	1619.29	1762.69	1896.06
5	K5	1569.57	1797.17	1919.27

Для второго шага нагружения определена податливость связи сдвига K2 (Shb1). Жесткость связей сдвига уменьшилась, поскольку вторая точка поднялась выше по диаграмме нелинейного деформирования связи. Несколько уменьшилась совместная работа между вертикальными элементами, что привело к уменьшению напряжения в стенке W1 на 18,66%. Новое распределение напряжений дано в таблице 1.

На третьем шаге податливость связи сдвига K3 для (Shb1) увеличилась. В результате перераспределения уменьшились напряжения в стенке W1 на 5,55%, но на меньший процент по сравнению со вторым шагом.

На четвертом шаге податливость связи сдвига K4 для (Shb1), также жесткость связи сдвига действует в нелинейной части, тем самым уменьшив напряжения в стенке W1 на 4,72%, но на небольшую величину по сравнению со вторым результатом. На последнем шаге податливость связи сдвига K5 для Shb1 самая большая, также здесь связи работает в нелинейной зоне, тем самым уменьшив напряжения в стенке W1 на 3,07%, но на небольшую величину по сравнению с предыдущим шагом.

Распределение по высоте здания сжимающих напряжений в стенке W1 от работы связей сдвига несущей системы дано на рисунке 7.

Итоговое напряженно-деформированное состояние рассматриваемого фрагмента показывает существенное перераспределение напряжений с наиболее нагруженной конструкции на менее нагруженные.

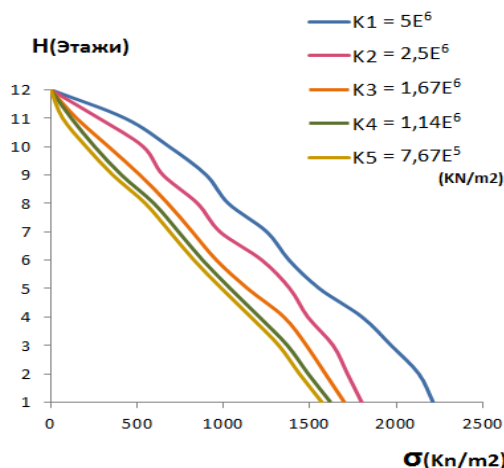


Рисунок 7 - Схема изменения вертикальных напряжений в стене (W1) в зависимости от изменения жесткости сдвиговых связей (K)

Выводы

В многоэтажных зданиях нелинейное деформирование сдвиговых связей существенно влияет на распределение и перераспределение напряжений между несущими вертикальными элементами в здании. Часть перемычек работала в упругой стадии, часть перемычек перешла в пластическую стадию работы. Максимальная величина перераспределения нормальных напряжений в вертикальных конструкциях рассмотренного фрагмента здания доходила до 25,4%. Увеличились изгибающие моменты в несущих вертикальных конструкциях и горизонтальное перемещение несущей системы.

Следует отметить ограниченную экспериментальную базу по нелинейному деформированию перемычек, как связей сдвига. Это связано и со сложностью экспериментальных работ и с необходимостью учитывать не только поперечное сечение перемычки и ее длину. Влияние оказывают геометрические поперечные размеры вертикальных конструкций, которые соединяет ряд перемычек. Степень допустимого уровня перераспределения усилий и напряжений в многократно статически неопределимой конструкции нуждается в уточнении.

В зданиях с большим количеством этажей вертикальные деформации увеличиваются, и увеличиваются деформации сдвига в связях. Часть связей типа перемычек будут работать в пластической зоне, поэтому нелинейное поведение этих элементов будет иметь значение для определения деформаций и напряжений в несущих конструкциях многоэтажных зданий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Крылов С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых конструкциях. М., 1964. 169 с.
2. Drozdov P.F. Nonlinear analysis of multistory buildings. //International Journal of structures. 1984. V. 4. Pp. 201-203.
3. Тамразян А.Г., Рашидов Б.Т. К уровню перераспределения моментов в статически неопределимых железобетонных балках // Строительство и реконструкция. 2018. № 6 (80). С. 14-21.
4. Люблинский В.А., Томина М.В. Влияние нелинейного деформирования перемычек на процесс распределения усилий в несущих элементах диафрагмы // Системы. Методы. Технологии. 2018. № 2 (38). С. 153-158.
5. Соколов Б.С., Миронова Ю.В. Прочность и податливость вертикальных стыков стеновых панелей с использованием гибких петель // Жилищное строительство. 2014. № 5. С. 60-62.
6. Артюшин Д.В., Шумихина В.А. Экспериментально-аналитические исследования шпоночных вертикальных стыков стен многоэтажных зданий // Моделирование и механика конструкций. 2015. № 2. С. 14-23.
7. Zeynep T.D., Cagri B. Empirical expressions for deformation capacity of reinforced concrete structural walls // ACI Structural Journal. 2019. V. 106 (4). Pp. 53-61.
8. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радаikin О.В. Проектирование бетонных, железобетонных, каменных и армокаменных элементов и конструкций с применением диаграммных методов расчёта. М., 2019. 194 с.
9. Murashkin V, Murashkin G. Application of concrete deformation model for calculation of bearing capacity of reinforced concrete structures // MATEC of Web Conf. 2018. V. 196. 04008.

10. Радайкин О.В. Теоретические основы диаграммного метода расчета стержневых элементов из армированного бетона // Строительство и реконструкция. 2020. № 6 (92). С. 26-42.
11. Orakcal K, Massone L.M., Wallace J.W. Shear strength of lightly reinforced wall piers and spandrels// ACI Structural Journal. 2009. V. 106 (4). Pp. 455-465.
12. Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий // Жилищное строительство. 2005. № 1. С. 7.
13. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету плоских железобетонных перекрытий с учетом фактической жесткости сечения. Научное обозрение. 2015. № 8. С. 87-92.
14. Тамразян А.Г. К оценке риска чрезвычайных ситуаций по основным признакам его проявления на сооружение. Бетон и железобетон. 2001. № 5. С. 8-10.
15. Barbagallo F., Bosco V., Gherzi A., Marino E.M. An over-damped multimodal adaptive nonlinear static analysis for seismic assessment of infilled RC buildings // Engineering Structures. 2021. V.229. 111622.
16. Хола Муса Нелинейные деформации и предельная несущая способность вертикальных диафрагм монолитных многоэтажных зданий. М. (Московский государственный строительный университет, кандидатская диссертация), 1985. 163 с.

REFERENCES

1. Krylov S.M. Redistribution of efforts in statically indefinable constructions. M., 1964. 169 p.
2. Drozdov P.F. Nonlinear analysis of multistory buildings. //International Journal of structures.1984. V. 4. Pp.201-203.
3. Tamrazyan A.G., Rashidov B.T. To the level of redistribution of moments in statically unascertainable reinforced concrete beams // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2018. Vol. 80. No. 6. Pp. 14-20.
4. Lyublinsky V.A., Tomina M.V. Experimental study of the strength and suppleness of a vertical welded joint // System Technology Methods. 2018. Vol. 3. Pp 154–158.
5. Sokolov B.S., Mironova Y.V. Strength and compliance of vertical joints of wall panels using flexible loops // Housing construction. 2014. No. 5. P. 60-62.
6. Artiushin D.V. Experimental and analytical studies of keyed vertical joints of walls of multi-story buildings // Modeling and mechanics of constructions. 2015. No. 2. P. 14-23.
7. Zeynep T.D., Cagri B. Empirical expressions for deformation capacity of reinforced concrete structural walls // ACI Structural Journal. 2019. V. 106 (4). Pp. 53-61.
8. Karpenko N.I., Sokolov B.S., Radaykin O.V. Design of concrete, reinforced concrete, stone and reinforced stone elements and structures using diagram calculation methods. M., 2019. 194 p.
9. Murashkin V, Murashkin G. Application of concrete deformation model for calculation of bearing capacity of reinforced concrete structures // MATEC of Web Conf. 2018. V. 196. 04008.
10. Radaykin O.V. Theoretical foundations of the diagram method for calculating rod elements made of reinforced concrete. Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2020. No. 6 (92). Pp. 26-42.
11. Orakcal K, Massone L.M., Wallace J.W. Shear strength of lightly reinforced wall piers and spandrels// ACI Structural Journal. 2009. V. 106 (4). Pp. 455-465.
12. Tamrazyan A.G. Fire resistance of load-bearing reinforced concrete structures of high-rise buildings. Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2005. No. 1.P. 7.
13. Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K. To the calculation of flat reinforced concrete floors, taking into account the actual stiffness of the section. Scientific Review. 2015. No. 8. P. 87-92.
14. Tamrazyan A.G. To the assessment of the risk of emergency situations by the main signs of its manifestation on the structure. Beton i zhelezobeton. 2001. No. 5. P. 8-10.
15. Barbagallo F., Bosco V., Gherzi A., Marino E.M. An over-damped multimodal adaptive nonlinear static analysis for seismic assessment of infilled RC buildings // Engineering Structures. 2021. V.229. 111622.
16. Hola Musa Non-linear deformations and ultimate bearing capacity of vertical diaphragms of monolithic multi-story buildings. M. (Moscow State University of Civil Engineering, PhD dissertation), 1985. 163 p.

Информация об авторе:

Люблинский Валерий Аркадьевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, кандидат технических наук, профессор, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: lva_55@mail.ru

Information about author:

Lyublinskiy Valery A.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, candidate of technical sciences, professor, professor of the department of reinforced concrete and stone structures.

E-mail: lva-55@mail.ru