

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-3-180-190

И.И. ПОДШИВАЛОВ,

Томский государственный архитектурно-строительный университет

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ МОДЕЛИРОВАНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ КОЛОНН И СВЯЗЕЙ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ЗДАНИЯ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

Аннотация. Объектом исследования являются колонны и связи экспериментального пятиэтажного с подвалом сборно-монолитного безригельного каркаса здания.

Моделирование напряженного состояния колонн и связей каркаса экспериментального здания от прогрессирующего обрушения выполнено при удалении средней колонны в подвале с помощью трех методов – квазистатического и динамического, а также кинематическим методом теории предельного равновесия в ПВК MicroFe с разработкой пространственной расчетной модели на жестком основании.

Полученные результаты показали невозможность прогрессирующего обрушения каркаса при удалении средней колонны в подвале экспериментального здания.

При сравнении результатов расчета колонн и связей каркаса от прогрессирующего обрушения квазистатическим и динамическим методами, а также кинематическим методом предельного равновесия получена сходимость результатов по предельной нагрузке в колоннах и связях в пределах 15 %. Динамический метод расчета дает большие значения предельной нагрузки в колоннах и связях по сравнению с двумя другими методами.

Ключевые слова: сборно-монолитный каркас, выключение колонны, прогрессирующее обрушение, расчетная модель, напряженное состояние

Для цитирования: Подшивалов И.И. Анализ результатов моделирования напряженного состояния колонн и связей экспериментального здания от прогрессирующего обрушения // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2022. Т. 24. № 3. С. 180–190.

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-3-180-190

I.I. PODSHIVALOV,

Tomsk State University of Architecture and Building

PROGRESSIVE COLLAPSE ANALYSIS OF EXPERIMENTAL BUILDING SKELETON BASED ON STRESS-STRAIN STATE OF COLUMNS AND JOINTS

Abstract. Purpose: The aim of this work is to compare three methods of the progressive collapse analysis of the experimental building skeleton based on the stress-strain state of the col-

umns and joints. *Design technique:* The stress-strain state modeling of the columns is performed for the building with the removed intermediate column in the basement. The building includes a basement and represents a reinforced concrete composite frame without collar beams. The MicroFe software is used for three modeling methods, which include quasi-static, dynamic, and kinematic method of limit equilibrium. The MicroFe analysis is combined with the development of the three-dimensional model on a rigid foundation. *Findings:* The progressive collapse is proven to be impossible for the building skeleton after the removal of the intermediate column in its basement. *Originality/value:* Based on the three analytical methods, the limit load reproducibility is 15 %. The dynamic analysis gives higher values of the limit load as compared to the quasi-static and kinematic methods. *Practical implications:* The proposed procedure of three methods for the progressive collapse analysis can be used for the seismic vulnerability analysis.

Keywords: reinforced concrete composite frame, collar beams, column removal, progressive collapse, design model, stress-strain state

For citation: Podshivalov I.I. Analiz rezul'tatov modelirovaniya napryazhennogo sostoyaniya kolonn i svyazei eksperimental'nogo zdaniya ot progressiruyushchego obrusheniya [Progressive collapse analysis of experimental building skeleton based on stress-strain state of columns and joints]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2022. V. 24. No. 3. Pp. 180–190.

DOI: 10.31675/1607-1859-2022-24-3-180-190

Сборно-монолитное исполнение каркаса позволяет максимально эффективно использовать преимущества монолитного и сборного домостроения [1]. Одним из главных преимуществ монолитных конструкций является возможность строительства зданий практически любой формы. Основным преимуществом сборных конструкций является возможность устройства стен и перекрытий заводского изготовления. В сборно-монолитном домостроении наблюдается, с одной стороны, завышенная оценка конструктивных решений [2], а с другой стороны, недостаточная экспериментальная база данных для объективного анализа несущей способности, жесткости и трещиностойкости конструкций [3].

Применение монолитного ребристого перекрытия по сравнению с плоским перекрытием позволяет получить конструкцию с более высокой несущей способностью, жесткостью и трещиностойкостью, а также приводит к уменьшению расхода бетона и арматуры [4]. Однако в жилых зданиях из-за малой высоты помещений устройство ригелей нежелательно [5].

В работе [6] предложен сборно-монолитный каркас здания повышенной этажности, в котором пространственная устойчивость обеспечивается арматурным соединением и замоноличиванием сборных панелей-рам, монолитных участков ригелей и дисков сборных плит перекрытий. Для защиты от прогрессирующего обрушения предусмотрено расчленение каркаса на отдельные фрагменты с шарнирным соединением между собой.

Живучесть, по определению проф. В.Д. Райзера [7], – это свойство конструкций сохранять при аварийных воздействиях способность к выполнению основных функций, не допуская лавинообразного (каскадного) разрушения. Здание следует проектировать таким образом, чтобы в случае разрушения любого элемента весь объект или его наиболее ответственная часть сохраняла работоспособность в течение периода времени, достаточного для принятия срочных мер [8].

В настоящее время с целью повысить безопасность зданий и сооружений и тем самым сохранить жизнь людей стало необходимым учитывать за-проектные нагрузки [9–12]. Расширился перечень зданий, подлежащих расчету от прогрессирующего обрушения¹ до уровня ответственности КС-2. Устойчивость от прогрессирующего обрушения проверяется расчетом на особое сочетание нагрузок, включающее постоянные и временные длительные нагрузки [13]. В случае локального разрушения отдельных элементов конструктивная система должна обладать способностью перераспределять усилия между сохранившимися конструкциями. Расчет от прогрессирующего обрушения выполняется при использовании пространственных расчетных моделей [14]. За расчетные характеристики материалов принимаются их нормативные значения. Устойчивость здания к прогрессирующему обрушению обеспечивается рассмотрением различных сценариев исключения несущих элементов. При необходимости проектируются дополнительные связевые элементы или повышается локальная несущая способность элементов конструкции.

Учет динамического эффекта при удалении колонны на заданный временной интервал может быть выполнен пошаговым способом увеличением силы P_z в узле конечно-элементной модели до значения, равного усилию в удаленной колонне при статическом нагружении [15]. Затем происходит мгновенное снятие этой силы, что вызывает появление собственных колебаний и динамический эффект.

Параметры прогрессирующего обрушения определяются путем учета нагрузки от выключенного из работы конструктивного элемента, реакция от которого может приниматься следующим образом: мгновенное удаление выключаемого конструктивного элемента в первичной расчетной схеме (ПРС) моделируется внутренними усилиями, прикладываемыми во вторичной расчетной схеме (ВРС) с обратным знаком – коэффициентом моделирования усилий $K = 1$, что соответствует максимально невыгодному условию при динамическом коэффициенте $K_d = 2$ (например, продольная сила, возникающая в выключенной колонне, прикладывается в верхний узел и направлена сверху вниз).

После выключения конструктивного элемента в расчетной модели наступает состояние стабилизации. В ВРС все внутренние усилия, возникающие в выключенном элементе, обнуляются, коэффициент моделирования усилий $K = 0$, динамический коэффициент $K_d = 1$.

Следует отметить, что при коэффициенте моделирования усилий $K = -1$ в ВРС реакция от выключенного элемента принимается без изменения знака, например, продольная сила от выключенной колонны прикладывается в верхний узел и направлена снизу вверх. Динамический коэффициент $K_d = 0$. Получаем случай, когда ВРС становится эквивалентной ПРС.

В такой последовательности выполняется расчет от прогрессирующего обрушения квазистатическим методом. В процессе расчета проводится критерияльная проверка, если она не выполняется, то корректируется ПРС.

Как известно, в теории предельного равновесия отдельный элемент в конструкции не может разрушиться, может разрушиться вся конструкция.

¹ СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения.

При расчете кинематическим методом теории предельного равновесия в ВРС реакция (продольная сила и два изгибающих момента) от удаленной колонны прикладывается в узле по направлению снизу вверх с коэффициентом моделирования усилий $K = -1$. Формируются группы элементов с одинаковой несущей способностью и нормативными значениями сопротивления материалов. Затем в стержнях устанавливаются многомерные элементные шарниры, после чего задаются три комбинации воздействий, куда входят все нагружения и отдельно позиция – реакция выключенной колонны. В первой комбинации коэффициент моделирования усилий $K = 1$, динамический коэффициент $K_d = 0$ – стадия эксплуатации, во второй комбинации $K = 0$, $K_d = 1$ – стадия стабилизации, в третьей комбинации $K = -1$, $K_d = 2$ – состояние в момент удаления колонны. Для обеспечения работы стержневых элементов по несущей способности вводится опция – односторонние шарниры и опция расчета сечений по предельным поверхностям. Далее выполняется расчет по типу квазистатического расчета.

Следует отметить, что в ПВК MicroFe при расчете от прогрессирующего обрушения кинематическим методом теории предельного равновесия не надо задавать наиболее вероятные механизмы разрушения элементов каркаса, потерявших опору. Механизм разрушения из условия минимума несущей способности конструкции каркаса определяется в самой программе автоматически.

При динамическом расчете в ВРС выключается какой-либо конструктивный элемент, реакция от выключенного элемента принимается без изменения знака с коэффициентом моделирования усилий $K = 1$, например, продольная сила от выключенной колонны прикладывается в верхний узел и направлена снизу вверх. Нагружение расчетной модели производится в три этапа².

1. Перед выключением из работы конструктивного элемента, для получения корректного квазистатического напряженно-деформированного состояния конструкции, приложение нагрузки от выключенной из работы колонны производится линейно от 0 до 100 % на протяжении 15 с (два периода собственных колебаний).

2. Выключение конструктивного элемента из работы происходит за 0,01 с при основном периоде собственных колебаний колонны 0,1 с.

3. Расчет с удаленным конструктивным элементом в динамической постановке выполняется в течение следующих 25 с (общий интервал времени 40 с).

Результатом динамического расчета является определение максимумов динамического воздействия (в него входит и статическая нагрузка) во временной области от выключенного из работы элемента, которое является по типу воздействия особым и на которое выполняется конструктивный расчет элементов каркаса.

Рассматриваемое экспериментальное пятиэтажное двухподъездное здание с подвалом прямоугольной формы в плане, имеющее размеры по осям 43,34×12 м, запроектировано для строительства в Кемеровской области. Вы-

² Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения: методическое пособие. Москва, 2018. С. 156.

сота здания равна 18,65 м. По уровню ответственности здание класса КС-2, как экспериментальное, подлежит расчету от прогрессирующего обрушения.

Конструктивная схема здания представляет собой сборно-монолитный безригельный каркас, который состоит из сборных железобетонных колонн сечением 400×400 мм и жестких дисков перекрытий толщиной 160 мм, объединяющих колонны в единую пространственную систему за счет жесткого соединения сборных панелей перекрытий с колоннами через сварку закладных деталей, а также за счет соединения сборных панелей перекрытий между собой петлевыми арматурными выпусками по периметру панелей и последующим замоноличиванием всех стыковых соединений, в результате чего образуется рамно-связевая конструкция в двух взаимно перпендикулярных направлениях здания. Продольная арматура колонн – 4Ø25A400, поперечная арматура – Ø6A240/200.

По заданной конструктивной схеме здания в ПВК MicroFe была разработана расчетная модель, в которой панели диафрагм жесткости в подвале, диски перекрытий моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны и связи моделировались конечным элементом типа «стержень». Расчетная конечно-элементная модель здания и ее визуализация приведены на рис. 1.

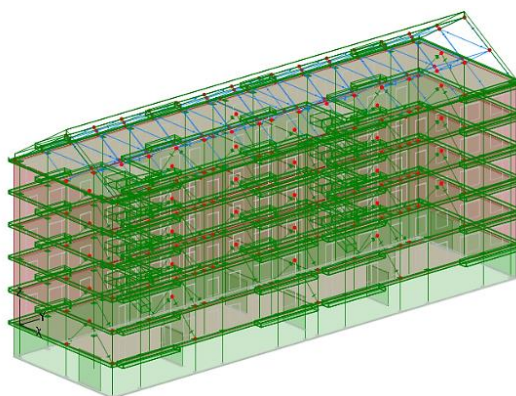
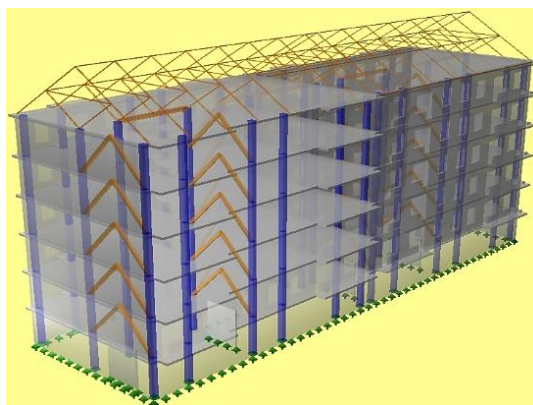
а*б*

Рис. 1. Расчетная конечно-элементная модель (а) и ее визуализация (б)

Расчет каркаса здания от прогрессирующего обрушения в ВРС выполнялся тремя методами:

- квазистатическим методом;
- кинематическим методом теории предельного равновесия;
- динамическим методом.

При расчете от прогрессирующего обрушения квазистатическим методом, при выключении средней колонны в подвале, изополя продольных усилий и предельной нагрузки в колоннах и связях каркаса приведены на рис. 2, из которого видно, что наибольшие продольные усилия возникли в остальных средних колоннах подвала и составили значения, равные $N_{\max} = -1403,6$ кН. При заданном армировании максимальное значение коэффициента использования предельной нагрузки в колоннах и связях каркаса равно $K_{\text{исп max}} = 0,694 < 1$, что означает отсутствие пластических шарниров в этих элементах.

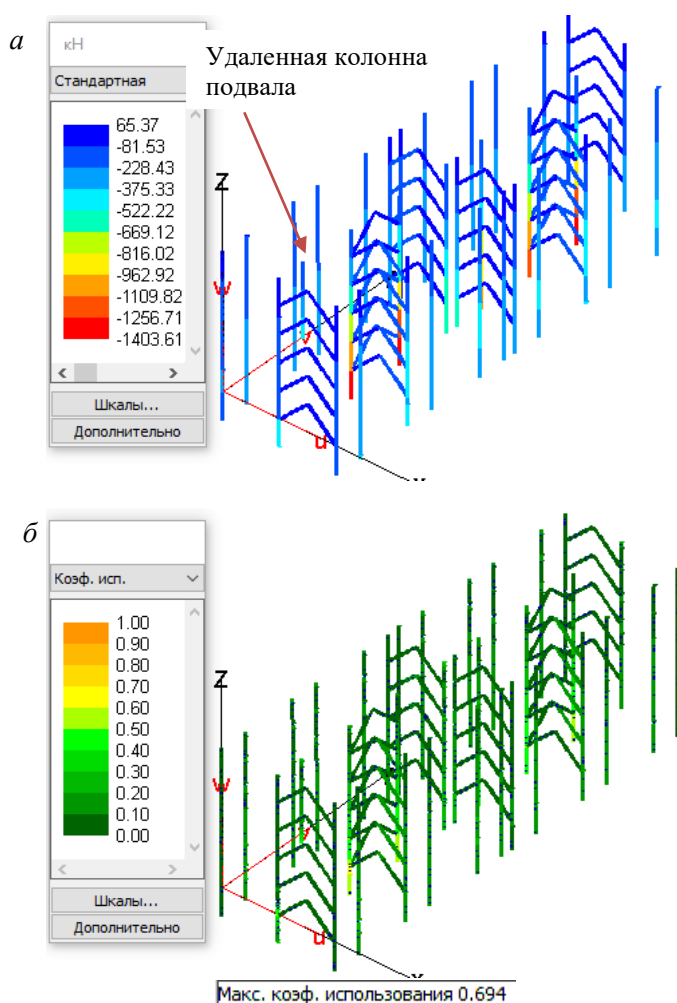


Рис. 2. Изополя продольных усилий (а) и предельной нагрузки (б) в колоннах и связях при расчете квазистатическим методом

При расчете от прогрессирующего обрушения кинематическим методом теории предельного равновесия при выключении средней колонны в подвале изополя продольных усилий и предельной нагрузки в колоннах и связях каркаса даны на рис. 3, откуда видно, что наибольшие продольные усилия, аналогично предыдущему случаю, возникли в остальных средних колоннах подвала и составили значения, равные $N_{\max} = -1432,7$ кН. Максимальное значение коэффициента использования предельной нагрузки в колоннах и связях каркаса равно $K_{\text{исп max}} = 0,739 < 1$, что также означает отсутствие пластических шарниров в этих элементах.

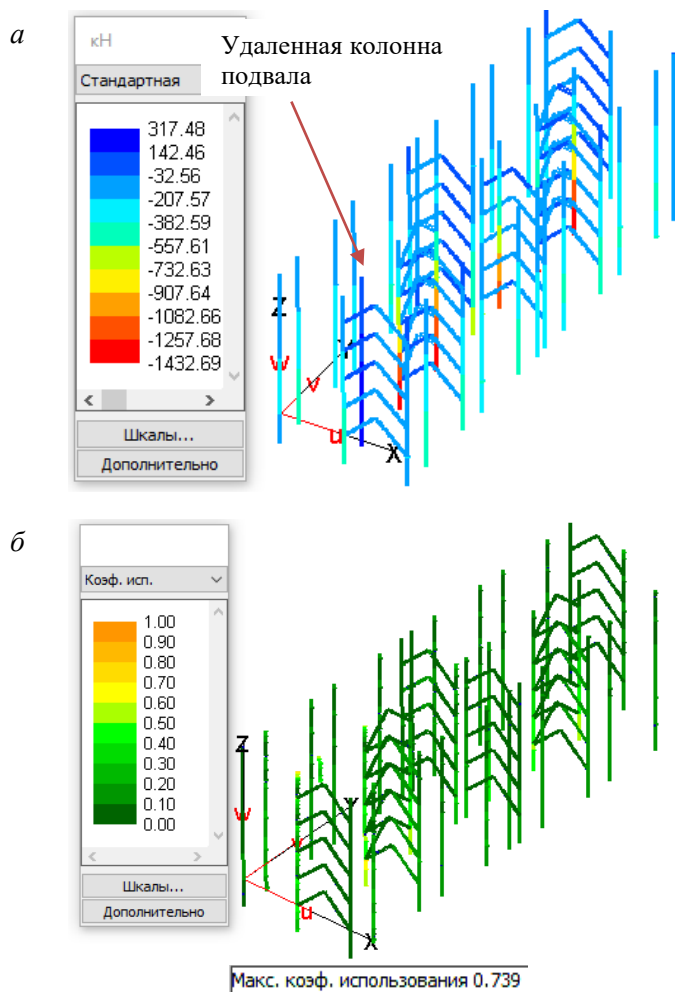


Рис. 3. Изополя продольных усилий (а) и предельной нагрузки (б) в колоннах и связях при расчете кинематическим методом теории предельного равновесия

При расчете от прогрессирующего обрушения динамическим методом при выключении средней колонны в подвале изополя продольных усилий и предельной нагрузки в колоннах и связях каркаса даны на рис. 4, из которо-

го видно, что наибольшие продольные усилия, по сравнению с предыдущими случаями, в остальных средних колоннах подвала увеличились и составили значения, равные $N_{\max} = -1901,2$ кН. Максимальное значение коэффициента использования предельной нагрузки в колоннах и связях каркаса также увеличилось и равно $K_{\text{исп. max}} = 0,739 < 1$, что означает отсутствие пластических шарниров в этих элементах.

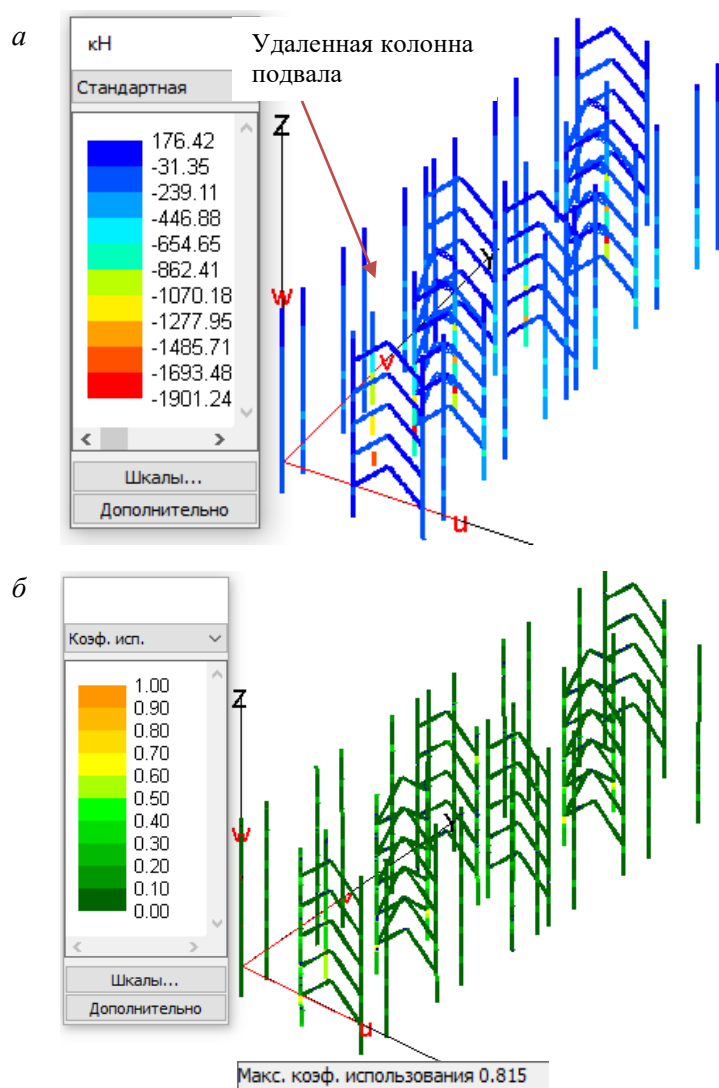


Рис. 4. Изополя продольных усилий (а) и предельной нагрузки (б) в колоннах и связях при расчете динамическим методом

В качестве пояснений к динамическому расчету на рис. 5, 6 показано задание коэффициентов динамических параметров от статической нагрузки и от реакции удаленной колонны в подвале.

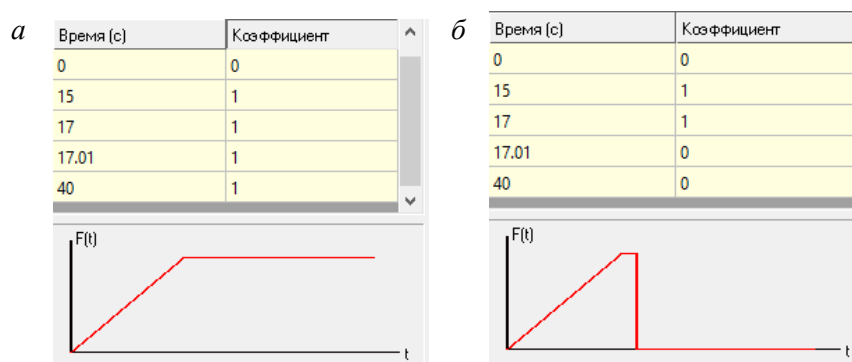


Рис. 5. Задание коэффициентов динамических параметров:

а – от статической нагрузки; б – от реакции удаленной колонны в подвале

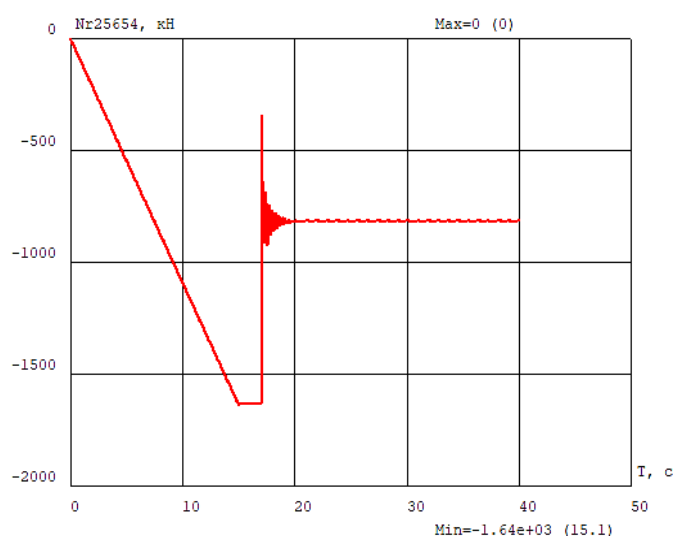


Рис. 6. Динамическая реакция от удаленной колонны в подвале

На рис. 5 коэффициент $K = 1$ означает то, что принята вся нагрузка. График изменения динамической реакции от удаленной колонны подвала приведен на рис. 6, из которого следует, что наибольшее значение продольного сжимающего усилия в колонне первого этажа от удаленной колонны подвала составляет $N = -1640$ кН, что хорошо коррелируется со значениями продольного усилия в колонне первого этажа над удаленной колонной подвала (см. рис. 4, а).

Заключение

Полученные результаты показали невозможность прогрессирующего обрушения каркаса при удалении средней колонны в подвале экспериментального здания.

При сравнении результатов расчета прогрессирующего обрушения квазистатическим методом, кинематическим методом теории предельного равно-

весия и динамическим методом получена сходимость результатов по предельной нагрузке в колоннах и связях в пределах 15 %. При этом два первых метода расчета дают нижнее значение по предельной нагрузке в колоннах и связях каркаса, а динамический метод – верхнее значение. Таким образом, неиспользование динамического метода расчета может привести к результату с заниженными значениями предельной нагрузки в колоннах и связях каркаса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *Унифицированная система сборно-монолитного каркаса КУБ 2.5*. Вып. 1-1. Москва : Стройиздат, 1990. 49 с.
2. *Митасов В.М., Коянкин А.А.* Работа диска сборно-монолитного перекрытия // *Известия вузов. Строительство*. 2014. № 3. С. 103–104.
3. *Коянкин А.А., Митасов В.М.* Каркас сборно-монолитного здания и особенности его работы на разных жизненных циклах // *Вестник МГСУ*. 2015. № 9. С. 28–35.
4. *Маковский С.А., Новиков М.В., Маковская Т.А.* Конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния монолитного перекрестно-ребристого перекрытия // *Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки*. 2017. № 2. С. 91–96.
5. *Яров В.А., Скрипальщиков К.В.* Безригельные монолитные перекрытия многоэтажных зданий с колоннами крестового сечения // *Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета*. 2009. № 2. С. 97–91.
6. *Клюева 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.
7. *Райзер В.Д.* К проблеме живучести зданий и сооружений // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2012. № 5. С. 77–78.
8. *Краснощечков Ю.В., Мельникова С.О., Екимов А.А.* Живучесть многоэтажного здания со связевым каркасом // *Вестник СибАДИ*. 2016. Вып. 2 (48). С. 100–104.
9. *Травуш В.И., Колчунов В.И., Леонтьев Е.В.* Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 2. С. 46–54.
10. *Кодыш Э.Н.* Проектирование защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения с учетом возникновения особого предельного состояния // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 10. С. 95–101.
11. *Алмазов В.О., Кхой Као Зуй.* Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. Москва : Изд-во АСВ. 128 с.
12. *Ведяков И.И., Ефремов П.Г., Одесский П.Д., Попов Н.А., Соловьев Д.В.* Расчет строительных конструкций на прогрессирующее обрушение: нормативные требования // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 4. С. 16–24.
13. *Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Чесноков Д.А.* Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 6. С. 9–13.
14. *Кабанцев О.В., Тамразян А.Г.* Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // *Инженерно-строительный журнал*. 2014. № 5. С. 15–26.
15. *Кравченко Г.М., Труфанова Е.В., Цуриков С.Г., Лукьянов В.И.* Расчет железобетонного каркаса здания с учетом аварийного воздействия во временной области // *Инженерный вестник Дона*. 2015. № 2. 15 с.

REFERENCES

1. Unifitsirovannaya sistema sborno-monolitnogo karkasa KUB 2.5 [Unified reinforced concrete composite frame KUB 2.5]. Issue 1-1. Moscow: Stroizdat, 1990. 49 p. (rus)
2. *Mitasov V.M., Koyankin A.A.* Rabota diska sborno-monolitnogo perekrytiya [Disc operation of reinforced concrete composite slab]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo*. 2014. No. 3. Pp. 103–104. (rus)

3. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Karkas sborno-monolitnogo zdaniya i osobennosti ego raboty na raznykh zhiznennykh tsiklakh [Prefabricated solid building frame and its properties in different life cycles]. *Vestnik MGSU*. 2015. No. 9. Pp. 28–35. (rus)
4. Makovskii S.A., Novikov M.V., Makovskaya T.A. Konechno-elementnyi analiz napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya monolitnogo perekrestno-rebristogo perekrytiya [Finite element analysis of the stress-strain state of cast-in-place beam-and-slab floor]. *Izvestiya VUZov. Severo-Kavkazskii region. Tekhnicheskie nauki*. 2017. No. 2. Pp. 91–96. (rus)
5. Yarov V.A., Skripal'shchikov K.V. Bezrigel'nye monolitnye perekrytiya mnogoetazhnykh zdaniy s kolonnami krestovogo secheniya [Reinforced concrete composite frame without collar beams with X cross-section]. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2009. No. 2. Pp. 97–91. (rus)
6. Klyueva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A., Bukhtiyarova A.S. Prochnost' i deformativnost' sborno-monolitnykh karkasov zhilykh zdaniy ponizhennoi materialoemkosti pri zaproektnykh vozddeystviyakh [Strength and deformability of reinforced concrete composite frames of residential buildings with low material consumption under beyond design impacts]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2015. No. 1. Pp. 5–9. (rus)
7. Raizer V.D. K probleme zhivuchesti zdaniy i sooruzhenii [Toward the building robustness]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii*. 2012. No. 5. Pp. 77–78. (rus)
8. Krasnoshchekov Yu.V., Mel'nikova S.O., Ekimov A.A. Zhivuchest' mnogoetazhnogo zdaniya so svyazevym karkasom [Survivability of multi-floor building with braced framing]. *Vestnik SibADI*. 2016. No. 2 (48). Pp. 100–104. (rus)
9. Travush V.I., Kolchunov V.I., Leont'ev E.V. Zashchita zdaniy i sooruzhenii ot progressiruyushchego obrusheniya v ramkakh zakonodatel'nykh i normativnykh trebovaniy [Building protection against progressive collapse in terms of legal and regulatory documents]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2019. No. 2. Pp. 46–54. (rus)
10. Kodysh E.N. Proektirovanie zashchity zdaniy i sooruzhenii ot progressiruyushchego obrusheniya s uchetom vozniknoveniya osobogo predel'nogo sostoyaniya [Design protection of buildings against progressive collapse, with respect to limit state]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2018. No. 10. Pp. 95–101. (rus)
11. Almazov V.O., Kkhoi Kao Zui. Dinamika progressiruyushchego razrusheniya monolitnykh mnogoetazhnykh karkasov [Dynamics of progressive collapse of reinforced concrete composite frames of multi-floor buildings]. Moscow: ASV. 128 p. (rus)
12. Vedyakov I.I., Efremov P.G., Odesskii P.D., Popov N.A., Solov'ev D.V. Raschet stroitel'nykh konstruktii na progressiruyushchee obrushenie: normativnye trebovaniya [Progressive collapse analysis of buildings: Normative requirements]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2019. No. 4. Pp. 16–24. (rus)
13. Kodysh E.N., Trekin N.N., Chesnokov D.A. Zashchita mnogoetazhnykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya [Protection of multi-floor buildings against progressive collapse]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. No. 6. Pp. 9–13. (rus)
14. Kabantsev O.V., Tamrazyan A.G. Uchet izmenenii raschetnoi skhemy pri analize raboty konstruktii [Consideration of changes in design diagram in structural analysis]. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2014. No. 5. Pp. 15–26. (rus)
15. Kravchenko G.M., Trufanova E.V., Tsurikov S.G., Luk'yanov V.I. Raschet zhelezobetonного karkasa zdaniya s uchetom avariinogo vozddeystviya vo vremennoi oblasti [Strength analysis of reinforced concrete frame of the building, with respect to possible collapse impact]. *Inzhenernyi vestnik Dona*. 2015. No. 2. 15 p. (rus)

Сведения об авторе

Подшивалов Иван Иванович, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, ivanpodchivalov@list.ru

Author Details

Ivan I. Podshivalov, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, ivanpodchivalov@list.ru