

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 666.982.2

DOI: 10.22227/1997-0935.2026.5.725-741

Параметры сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий после пожара с учетом многовариантности огневого воздействия

Ашот Георгиевич Тамразян, Владимир Игоревич Черник

Национальный исследовательский Московский государственный
строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Последствия разрушительных землетрясений показывают, что проблема сейсмостойкости железобетонных каркасов после пожара актуальна. Применяемые при решении подобного класса задач расчетные модели должны учитывать нелинейные характеристики бетона и арматуры, вариативность огневого воздействия и расчетных акселерограмм. Исследование направлено на поиск наиболее опасных (с точки зрения сейсмостойкости) вариантов воздействия пожара на железобетонные каркасные здания.

Материалы и методы. В качестве объекта исследования выбрана плоская железобетонная пятиэтажная рама при различных вариантах огневого воздействия. Воздействию пожара принято по стандартной температурной кривой (ISO 834) продолжительностью 120 мин. Рассмотрены пять вариантов: контрольная рама; пожар в крайнем пролете на первом этаже; то же на третьем этаже; пожар во всех пролетах на первом этаже; то же на третьем этаже. Предварительно проведен теплотехнический анализ в ПК SolidWorks с определением температурных полей в сечениях элементов. Выполнен сейсмический расчет пяти рам в нелинейной постановке в ПК OpenSees. Расчет производится во временной области на акселерограмму Лома-Приета (1989). Используются билинейные и трехлинейные диаграммы материалов. Сечения моделируются с помощью волоконистой модели.

Результаты. Осуществлена численная оценка зависимости параметров сейсмостойкости железобетонных каркасов от различных вариантов огневого воздействия. Периоды первого тона собственных колебаний увеличились по отношению к контрольной раме (неповрежденной пожаром) до 11,2 %, перемещения в уровне покрытия возросли до 32,2 %, максимальные значения междуэтажных сдвигов возросли до 34,0 %, из-за перераспределения усилий максимальные значения изгибающих моментов в элементах рамы увеличились до 26,3 %. Изменяются схемы разрушения, отмечается образование пластических шарниров не только в ригелях, но и в колоннах, для большинства рассмотренных рам уровень деформаций в элементах достигает критического.

Выводы. Выявлено, что самым опасным сценарием, в наибольшей степени снижающим сейсмостойкость железобетонного каркаса, является возникновение пожара на первом этаже. Важным оказывается и процент поврежденных вертикальных несущих элементов — при большем проценте сейсмостойкость снижается существеннее. В отдельных случаях, например при локальном повреждении пожаром средних этажей, сейсмостойкость каркаса снижается незначительно. На стадии проектирования здания, находящегося в сейсмоопасном районе, рекомендуется учитывать наиболее опасные варианты возникновения огневого воздействия. При этом следует в большей степени повышать огнестойкость вертикальных несущих конструкций нижних этажей и сокращать размеры пожарных отсеков.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетон, землетрясение, нелинейность, огнестойкость, пластический шарнир, пожар, сейсмостойкость

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Тамразян А.Г., Черник В.И. Параметры сейсмостойкости железобетонных каркасных зданий после пожара с учетом многовариантности огневого воздействия // Вестник МГСУ. 2026. Т. 21. Вып. 5. С. 725–741. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.5.725-741

Автор, ответственный за переписку: Ашот Георгиевич Тамразян, tamrazian@mail.ru.

Seismic resistance parameters of reinforced concrete frame buildings after fire considering multiple fire exposure scenarios

Ashot G. Tamrazyan, Vladimir I. Chernik

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU);
Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. The consequences of devastating earthquakes demonstrate that the issue of seismic resistance of reinforced concrete frames after fire is highly relevant. The computational models used to address such problems must account for

the nonlinear characteristics of concrete and reinforcement, variability of fire exposure, and design accelerograms. This study aims to identify the most hazardous fire exposure scenarios (from the standpoint of seismic resistance).

Materials and methods. A flat five-story reinforced concrete frame was selected as the research object under various fire exposure scenarios. Fire exposure was applied according to the standard temperature-time curve (ISO 834) with a duration of 120 minutes. Five scenarios were considered. A preliminary thermal analysis was conducted in PC SolidWorks to determine temperature fields in element cross-sections. Subsequently, nonlinear seismic analysis of the five frames was performed in PC OpenSees. The analysis was carried out in the time domain using the Loma Prieta (1989) accelerogram. Bilinear and trilinear material diagrams were used. Cross-sections were modelled using a fiber model.

Results. A FEM was conducted of the dependence of seismic resistance parameters of reinforced concrete frames on various fire exposure scenarios. The periods of the first mode increased by up to 11.2 % compared to the control frame, roof-level displacements increased by up to 32.2 %, maximum inter-story drifts increased by up to 34.0 %, and maximum bending moments in frame elements increased by up to 26.3 % due to force redistribution. Failure mechanisms changed — plastic hinges formed not only in beams but also in columns; for most frames considered, deformation levels in elements reached critical values.

Conclusions. The most dangerous scenario, which most significantly reduces the seismic resistance of the reinforced concrete frame, is the occurrence of fire on the first floor. The percentage of damaged vertical load-bearing elements is particularly significant here — higher percentages lead to a more substantial reduction in seismic resistance. In some cases, such as localized fire damage on intermediate floors, the frame's seismic resistance decreases only slightly. During the design stage of buildings in seismic zones, it is recommended to consider the most hazardous fire exposure scenarios. Special emphasis should be placed on enhancing the fire resistance of vertical load-bearing structures in lower floors and reducing the size of fire compartments.

KEYWORDS: reinforced concrete, earthquake, nonlinearity, fire resistance, plastic hinge, fire, earthquake resistance

FOR CITATION: Tamrazyan A.G., Chernik V.I. Seismic resistance parameters of reinforced concrete frame buildings after fire considering multiple fire exposure scenarios. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2026; 21(5):725-741. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.5.725-741 (rus.).

Corresponding author: Ashot G. Tamrazyan, tamrazian@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Развитие методик расчета зданий и сооружений позволяет учитывать комплекс нагрузок и воздействий при разработке оптимальных проектных решений, обеспечивающих безопасность жизни людей и материального имущества. Современные исследования подчеркивают критическую роль учета комбинаций экстремальных воздействий при обеспечении надежности железобетонных конструктивных систем [1]. К таким комбинациям можно отнести сочетание сейсмических нагрузок и пожара. Последствия пожаров в зданиях включают значительное ухудшение динамических характеристик конструкций, изменение механизмов разрушения и снижение общей несущей способности [2].

Статистика пожаров на территории Российской Федерации за 2021 г. [3] показывает, что в ряде регионов, находящихся в зонах с высокой сейсмической активностью, происходит наибольшее количество пожаров по стране (Камчатский, Приморский, Хабаровский край; Сахалинская, Амурская, Курганская области и др.). В этих регионах фиксируется от 400 до 1000 пожаров в расчете на 100 тыс. чел.

Выделяются два основных варианта последовательного действия огневых и сейсмических воздействий:

1. В здании первоначально происходит возгорание. Полный комплекс мероприятий по усилению конструкций может занимать продолжительное время — от года и более. В этот период может возникнуть землетрясение (не обязательно максимальное расчетное землетрясение), которое будет воздействовать на поврежденное здание.

2. Более вероятным является второй сценарий: после первых толчков землетрясения (главного толчка или форшока) резко возрастает риск возникновения и распространения пожара из-за разрушения спринклерных систем пожаротушения, обрыва коммуникаций, ограниченного доступа пожарных к месту возгорания и иных сопутствующих факторов [4]. После основного толчка могут появиться дополнительные (афтершоки), которые будут воздействовать после или одновременно с пожаром.

Существуют работы [5], обосновывающие возможность применения линейно-спектрального метода при определении сейсмостойкости железобетонных зданий после пожара. Спектральный метод положен в основу норм проектирования России и большинства зарубежных стран. Однако этот подход может быть использован для достаточно простых систем и вариантов огневого воздействия.

Для учета истинного характера работы конструкции в условиях комбинаций особых воздействий наиболее достоверным инструментом служит нелинейный динамический метод анализа [6]. Проведение нелинейных расчетов невозможно без установления ключевых характеристик системы, соответствующих данной методике расчета, которые используются как исходные сведения и считаются известными. Эти исходные характеристики обычно устанавливаются экспериментально, в том числе и на основе численного моделирования. В случае воздействия сейсмической нагрузки после пожара важно знать параметры, определяющие диаграмму деформирования в случае динамического малоциклового нагружения и диссипативные свойства системы [7].

Указанные параметры используются для составления уравнений движения системы в форме метода перемещений:

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + KY = -M\ddot{Y}_o, \quad (1)$$

где M — матрица масс:

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & & & \\ & m_2 & & \\ & & \dots & \\ & & & m_n \end{pmatrix}, \quad (2)$$

m_i — масса i -го узла;

C — матрица параметров демпфирования:

$$C = \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n1} & c_{n2} & \dots & c_{nn} \end{pmatrix}, \quad (3)$$

c_{ij} — параметр демпфирования, равный реакции, приложенной к i -му узлу при движении j -го узла с единичной скоростью;

K — матрица жесткости:

$$K = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{pmatrix}, \quad (4)$$

k_{ij} — жесткость, равная реакции мнимой связи в i -м узле при единичном смещении j -го узла;

\bar{Y} , $\dot{\bar{Y}}$, $\ddot{\bar{Y}}$ — векторы перемещений, скоростей и ускорений вдоль оси OY ;

\ddot{Y}_o — ускорение в уровне основания.

Закон движения основания задается в виде акселерограммы землетрясения — зависимости ускорения грунта от времени [8].

Для решения системы уравнений (1) применяются прямые методы интегрирования динамических уравнений — метод центральных разностей и метод конечных элементов (МКЭ). Основным ограничением первого является фиксированный временной шаг, поэтому в практике предпочтение отдается МКЭ [9]. Временной интервал дискретизируется на малые участки, где перемещения аппроксимируются интегрируемыми полиномиальными функциями. Ускорения на шаге считаются постоянными (метод Ньюмарка).

При нагружении железобетонного каркаса сейсмическими силами после высокотемпературного воздействия возможен преждевременный отказ конструктивных элементов с последующим обрушением здания. Причина этого заключается в снижении прочностных характеристик арматуры и бетона при нагреве [10]. Зависимости между температурой нагрева и механическими характеристиками материалов на сегодняшний момент достаточно подробно изучены [11] и отражены в нормах проектирования.

Для изучения влияния пожара на сейсмический отклик железобетонных рам коллективами исследователей выполнялись экспериментальные и численные испытания на моделях.

В работе [12] приведен расчет 12-этажного железобетонного каркасного здания, подверженного совместно действию пожара и сейсмике интенсивностью 9 баллов. Рассмотрен частный случай огневого воздействия. Численный расчет выявил существенные изменения напряженно-деформированного состояния каркаса. Горизонтальные перемещения возросли в 1,65 раза.

В исследовании [13] была проведена оценка сейсмостойкости шестизэтажного железобетонного здания через 6 дней после четырехчасового пожара в центральном отсеке первого этажа. Сейсмостойкость колонн существенно снизилась: жесткость при поперечной нагрузке уменьшилась на 31 %; осевая жесткость упала на 70 %; максимальное боковое перемещение при разрушении сократилось на 50 %. Эти результаты говорят о хрупком механизме разрушения колонн после пожара. Смещение в уровне покрытия достигло 217 мм, что подчеркивает общее снижение жесткости каркаса.

Авторы статьи [14] сосредоточились на проблеме сейсмоусиления зданий, которые ранее подвергались огневому воздействию в результате неисправностей инженерных сетей. Было выявлено, что остаточные свойства железобетонных конструкций зависят от длительности нагрева и охлаждения. В качестве примера рассмотрена трехэтажная школа при среднем сейсмическом риске. Моделируются сценарии пожара на различных этажах при продолжительности 30–45 мин. При этом учитывается быстрая, средняя и медленная продолжительность фазы охлаждения. Результаты нелинейного динамического анализа показали деградацию сейсмостойкости элементов, требующую учета полного цикла воздействия пожара (нагрев и охлаждение).

Кроме того, рассматривались возможные сценарии, когда землетрясение становится причиной пожара. Организованы полномасштабные испытания железобетонного каркаса, которые имитируют воздействие землетрясения при наличии начальных огневых повреждений [15]. Выбрана трехэтапная программа эксперимента: 1) цикловые квазистатические испытания; 2) огневые испытания одного из отсеков; 3) выдерживание под статической нагрузкой до разрушения. Для каркаса проанализированы температурные профили и перемещения на каждом этапе. Сделаны выводы о разрушительном действии подобных сценариев.

Можно отметить натурные испытания [16], в которых исследовалась эффективность применения высокопрочного фибробетона с полипропиленовыми волокнами для предотвращения взрывного отслоения защитного слоя бетона при нагреве. Рассмотрены четыре одноэтажных каркаса, которые подверглись стан-

дартному пожару по ISO 834. На следующем этапе прикладывалось низкочастотное циклическое воздействие. Были проанализированы температурные поля, деформированная схема при нагреве и охлаждении, проведена оценка огнестойкости фибробетона и пост-пожарной сейсмостойкости конструкций.

При осуществлении экспериментальных исследований изготовлено четыре железобетонные рамы с разным соотношением несущей способности колонн и ригелей [17]. После огневых испытаний в печи и квазистатических малоцикловых испытаний зафиксированы схемы трещинообразования, кривые гистерезиса, зоны образования пластических шарниров. Пожар снизил несущую способность, жесткость, пластичность и энергию разрушения железобетонных элементов. Выявлено изменение механизма разрушения колонн на хрупкий.

В работе [18] применялся численный анализ в ПК Ansys для 5-этажного 3-пролетного каркаса при 16 вариантах пожара. Для поврежденных пожаром рам спектральный расчет продемонстрировал снижение частот колебаний, рост смещений на уровне поврежденных этажей, перераспределение изгибающих моментов с догрузением элементов до 20 %. Модальный анализ показал смену форм колебаний.

Исследователями [19] проанализированы 5 рам. Колонны выполнены сталежелезобетонными. После огневых и цикловых испытаний выявлено достаточно хорошее сопротивление трубобетонных элементов огневому воздействию. Кривые гистерезиса сохранили первоначальную форму; несущая способность и демпфирование снизились незначительно, однако упала пластичность.

Из приведенного обзора следует, что пожар провоцирует снижение сейсмостойкости элементов железобетонного каркаса и их преждевременный отказ. Механизм разрушения элементов изменяется с изгибаемого и пластичного на сдвиговой и хрупкий, что является критичным при обеспечении сейсмостойкости системы в целом [20]. Возникает перераспределение усилий в элементах, снижаются пластичность и жесткость каркаса. Необходимо разрабатывать подходы, которые учитывают комплексные сценарии огневых воздействий: вариативность расположения, различные продолжительность и интенсивность, многофазность (нагрев и охлаждение).

Открытым остается вопрос нахождения наиболее опасного сценария воздействия пожара. Речь идет о выявлении пространственного положения и объема здания, которое охватывает пожар. Проведение расчетов на все возможные комбинации расположения пожара потребует чрезмерных вычислительных ресурсов, делая оптимизацию проектных решений практически невыполнимой задачей.

Цель настоящего исследования — определение наиболее опасного положения и интенсивности огневого воздействия на примере плоской железобетонной рамы.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Расчетная схема. Объектом исследования выступает поперечная рама многоэтажного промышленного здания, выполненная из монолитного железобетона. Узел сопряжения ригелей с колоннами жесткий монолитный. Основные размеры и сечения приведены на рис. 1, а.

Моделирование осуществлялось с помощью ПК OpenSees v3.5.0 в графической оболочке OpenSees Navigator v2.5.8 (рис. 1, б). Расчетная схема каркаса — плоская бесшарнирная рама, имеющая три пролета и пять этажей. Нижние узлы жестко заделаны в основание.

Расстояние между осями колонн составляет 6 м, расстояние между осями ригелей — 3,5 м.

Сборное железобетонное перекрытие из многослойных плит с омоноличиванием стыков формирует жесткий диск, поэтому перемещения всех узлов в пределах одного этажа кинематически связаны по направлению оси OX . На концах колонн и ригелей в пределах габаритов узлов моделируются недеформируемые абсолютно жесткие участки. Учитывается продольный изгиб колонн (геометрическая нелинейность).

Нагрузки и поэтажные массы. Нагрузки собраны с учетом шага поперечных рам 6 м. Статические постоянные и временные нагрузки приняты с коэффициентами сочетаний 0,9 и 0,5 соответственно, согласно СП 14.13330.2018. Учитываются следующие статические нагрузки:

- собственный вес (удельный вес железобетонных конструкций 25 кН/м^3);
- постоянные нагрузки от собственного веса плит перекрытий (покрытия) и слоев пола (кровли) 5 кН/м^2 ;
- постоянные нагрузки от собственного веса наружных стеновых ограждений 5 кН/м , от собственного веса парапета $8,3 \text{ кН/м}$;
- временные нагрузки на перекрытия (полезная нагрузка) и покрытие (снеговая нагрузка) установлены 4 кН/м^2 .

Соответствующие равномерно распределенные погонные нагрузки приведены на рис. 1, б.

В качестве сейсмического воздействия задается акселерограмма для землетрясения Лома-Приета, Сан-Франциско, США (1989) (рис. 2). Параметры акселерограммы приведены в табл. 1.

Ускорения грунта прикладываются к узлам заделки расчетной схемы в основание вдоль оси X .

При расчете во временной области коэффициенты K_1 и K_0 приняты равными нулю.

Масса от приложенных нагрузок моделируется в виде точечных масс в узлах рамы с учетом коэффициентов сочетаний по СП 14.13330.2018.

Учитывается масса несущих конструкций, конструкций полов, перегородок, стеновых ограждений, временных нагрузок (полезная нагрузка и снеговая

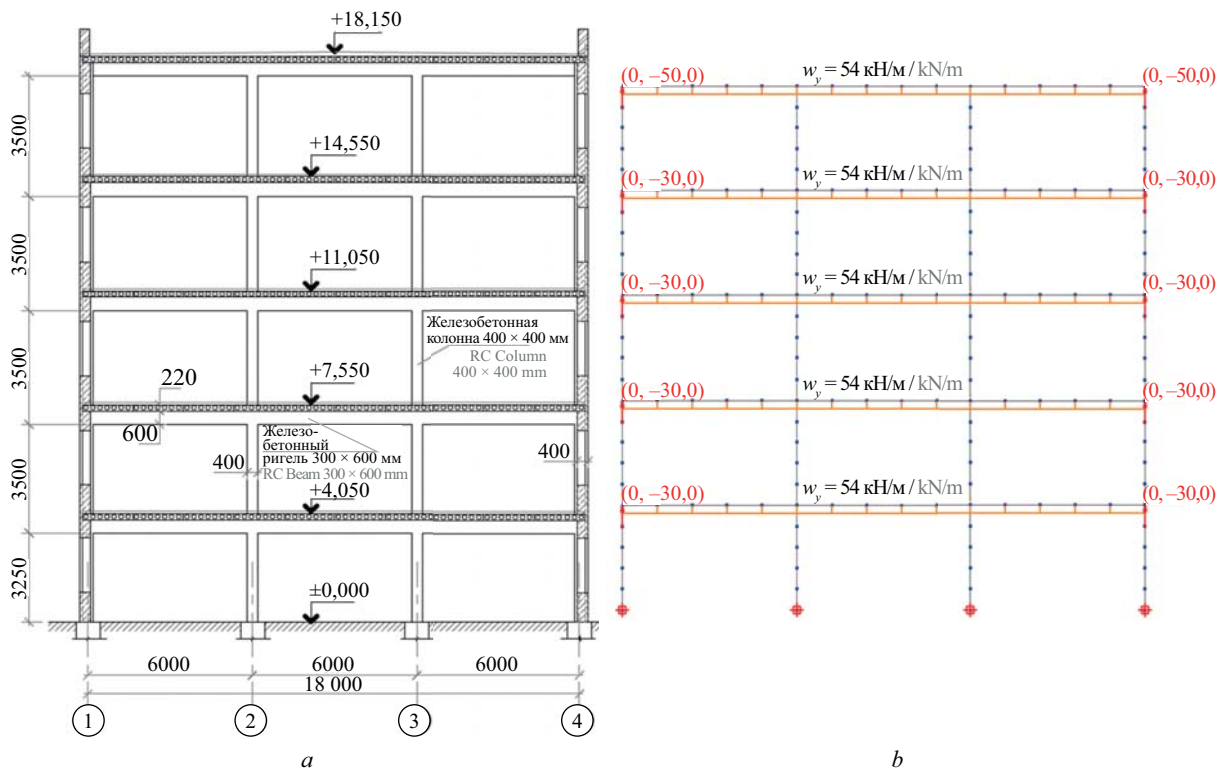


Рис. 1. Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы железобетонной рамы

Fig. 1. Structural (a) and design (b) schemes of a reinforced concrete frame

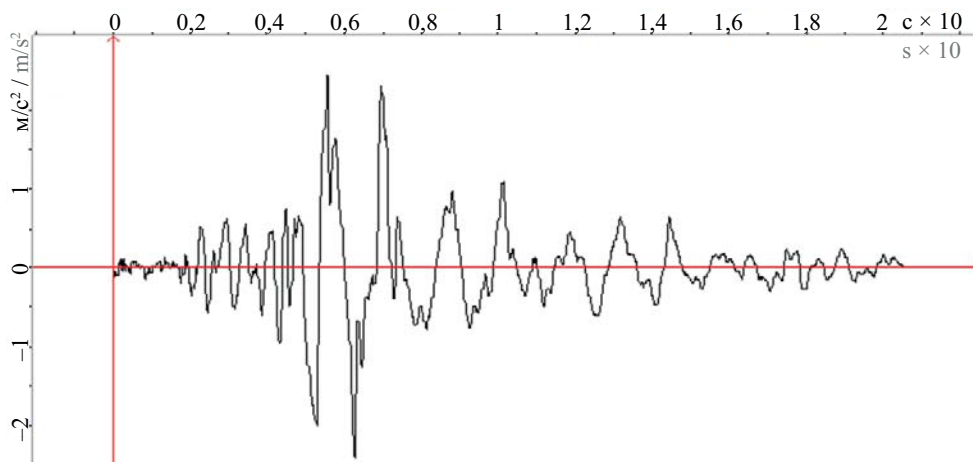


Рис. 2. Акселерограмма землетрясения Лома-Приета, США, 1989 [21]

Fig. 2. Loma Prieta earthquake accelerogram, USA, 1989 [21]

нагрузка). Массы имеют поступательные степени свободы в плоскости рамы.

Огневое воздействие. В исследовании рассмотрены пять сценариев огневого воздействия с различным положением очага пожара и его интенсивностью. Маркировка рам и варианты пожара приведены на рис. 3.

Варианты огневого воздействия выбраны с целью оценки влияния на сейсмостойкость рам положения очага пожара по высоте (на первом или третьем этажах) и его интенсивности (в одном или трех пролетах). Пары рам FF.1/FF.2 и FF.3/FF.4 позволяют

проанализировать вертикальное положение пожара, а FF.1/FF.3 и FF.2/FF.4 — охват по горизонтали.

Расчет температурных полей выполнен в комплексе SolidWorks 2024. Для каждого пролета, подверженного огневому воздействию, повреждения от пожара учитываются для двух колонн и верхнего ригеля. При этом огневое воздействие для ригеля и крайней колонны принято трехсторонним, для средней колонны — четырехсторонним. Высокотемпературное воздействие на грани элементов назначается в соответствии со стандартной температурной кривой по ГОСТ 30247–94 (ISO 834). Продолжитель-

Табл. 1. Основные параметры акселерограммы землетрясения Лома-Приета, США (1989)

Table 1. Main parameters of the Loma Prieta accelerogram, USA (1989)

Параметр Parameter	Значение Significance	Примечание Note
Максимальное ускорение, м/с ² Maximum acceleration, m/s ²	2,451	В момент времени 5,56 с At time 5.56 s
Максимальная скорость, м/с Maximum velocity, m/s	-0,427	В момент времени 5,35 с At time 5.35 s
Максимальное перемещение, м Maximum displacement, m	0,116	В момент времени 12,48 с At time 12.48 s
Среднеквадратичное ускорение, м/с ² Root Mean Square Acceleration, m/s ²	0,524	—
Среднеквадратичная скорость, м/с Root Mean Square Velocity, m/s	0,103	—
Средняя частота, Гц Average Frequency, Hz	0,892	—

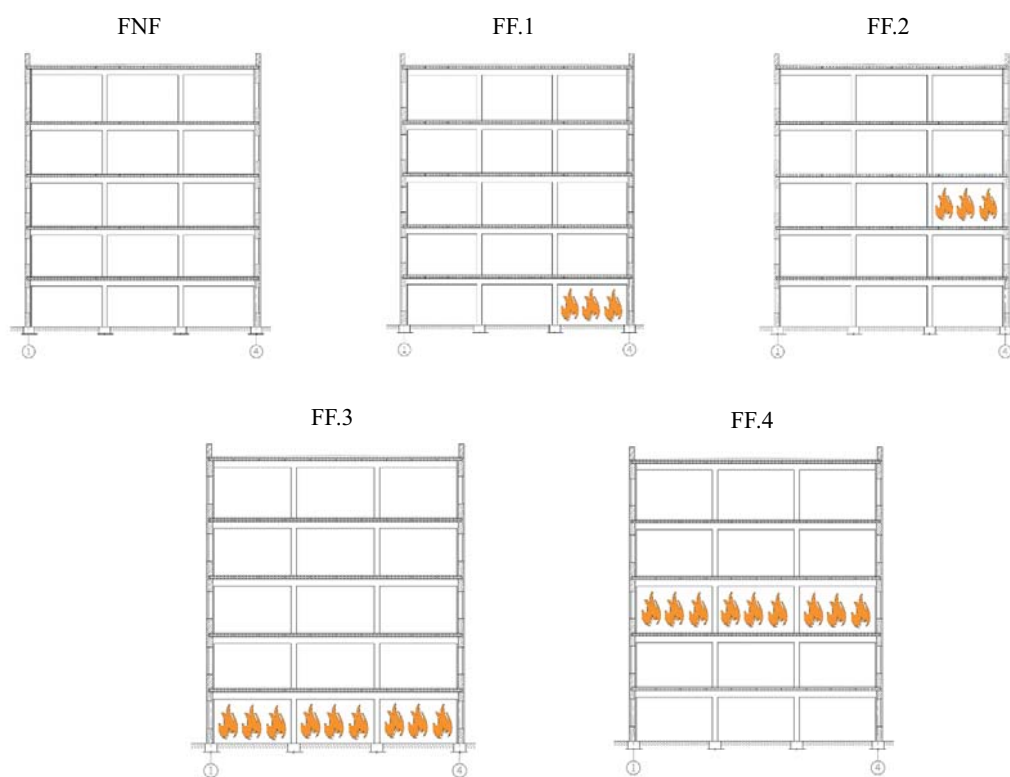


Рис. 3. Варианты огневого воздействия

Fig. 3. Fire scenarios

ность стандартного огневого воздействия принята равной 120 мин (рис. 4). При этом учитывается стадия охлаждения продолжительностью 60 мин.

Триангуляция сетки конечных элементов (КЭ) выполнена с разбивкой на тетраэдральные КЭ (максимальный размер элемента 50 мм).

Для бетона принимаются следующие теплотехнические характеристики:

$$\lambda = 1,14 - 0,00055T; \tag{5}$$

$$C = 0,71 - 0,00083T, \tag{6}$$

где λ — коэффициент теплопроводности бетона на карбонатном заполнителе, Вт/(м·°С); T — температура

нагрева рассматриваемого участка поперечного сечения, °С; C — удельная теплоемкость бетона на карбонатном заполнителе, кДж/(кг·°С).

Огневого воздействие назначается на поверхность элементов в виде граничных условий. Интерфейс между конструкцией и огневым воздействием принимается с учетом конвективного сопротивления [22]. Коэффициент конвективной теплопередачи $h = 25$ Вт/(м²·К).

Расчетные сечения и диаграммы деформирования. Колонны — железобетонные квадратного сечения 400 × 400 мм, ригели — железобетонные прямоугольного сечения 300 × 600 мм. Продольное и поперечное армирование приведено на рис. 5. За-

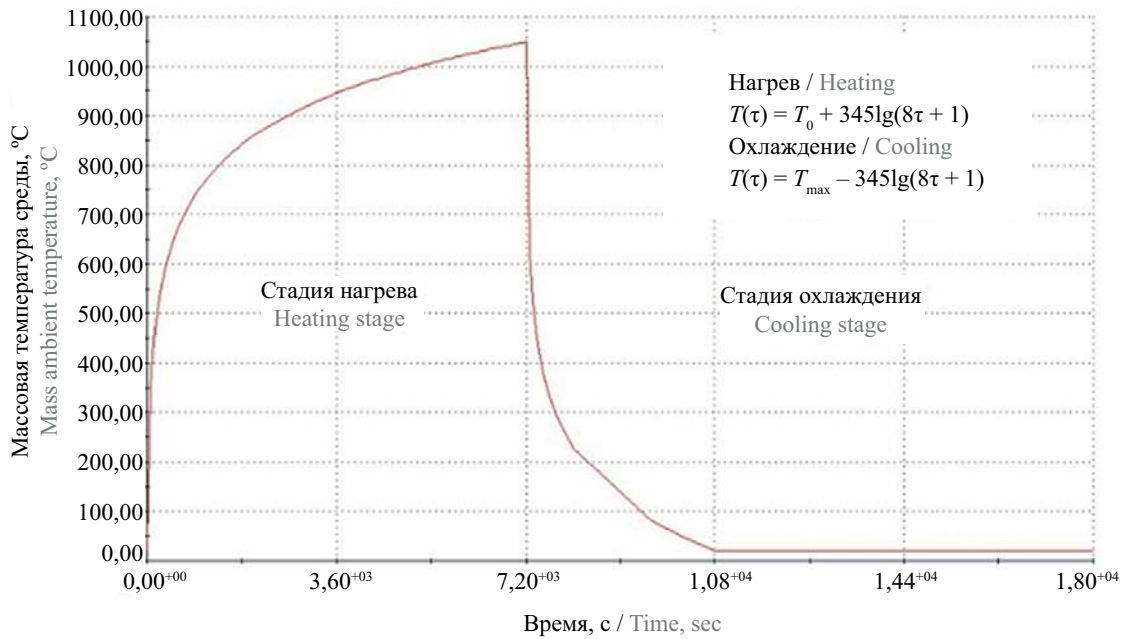


Рис. 4. Стандартная температурная кривая с учетом стадии охлаждения

Fig. 4. Standard temperature curve taking into account the cooling stage

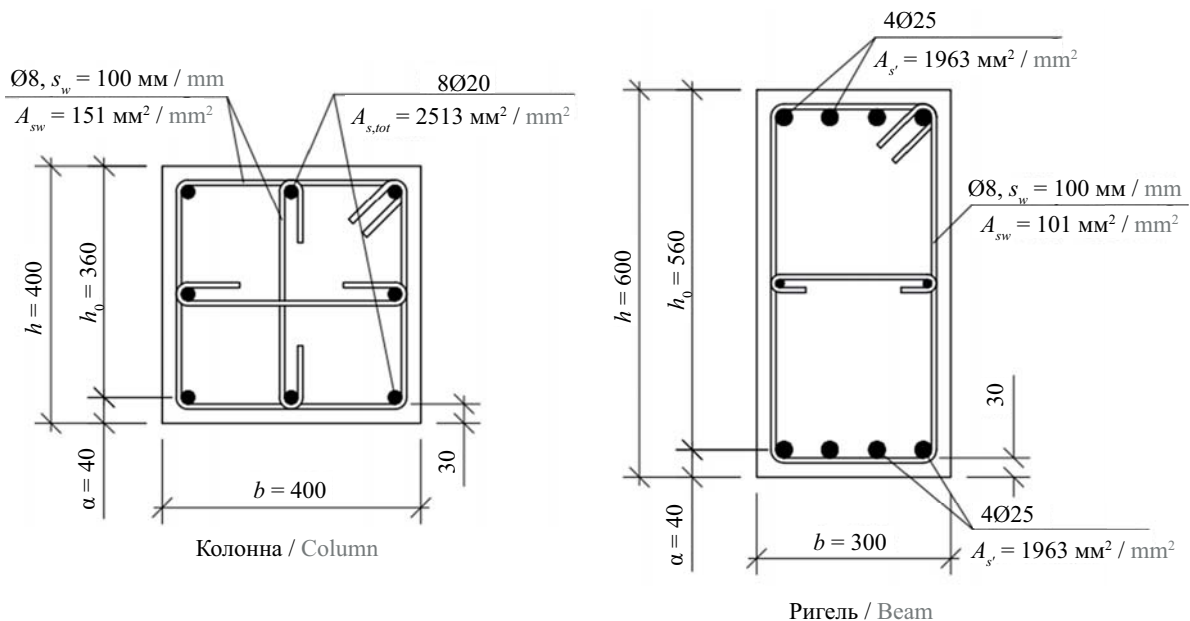


Рис. 5. Расчетные сечения

Fig. 5. Calculated sections

щитный слой бетона — 30 мм. Бетон конструкций класса В25, арматура класса А500.

Диаграммы материалов σ – ε приняты кусочно-линейными (рис. 6).

Используется численная модель Hysteretic. В качестве исходных данных заданы:

- 1) деформационные и прочностные параметры диаграмм, представленные на рис. 5;
- 2) коэффициенты $p_\varepsilon = 0,7$ и $p_\sigma = 0,8$ — учет увеличения и уменьшения жесткости конструкции при открытии и закрытии нормальных трещин;

- 3) коэффициент $D_1 = 0,08$ учитывает малоцикловую деградацию жесткости при нагружении;

- 4) коэффициент $\beta = 0,375$ учитывает малоцикловую деградацию жесткости при разгрузке.

Разбивка сечения выполняется с помощью волокнистой модели (Fiber-модель). Каждому волокну назначены механические характеристики бетона (арматуры) с учетом максимальной температуры его нагрева по результатам температурного анализа. Разбивка сечений имеет слоистую структуру, всего 7 слоев: защитный слой и 6 слоев ядра. При этом

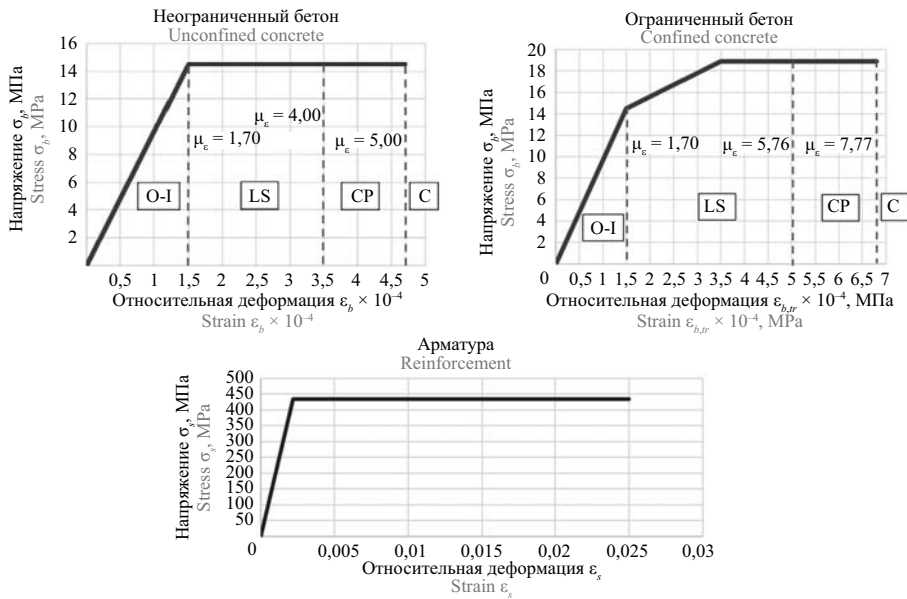


Рис. 6. Диаграммы деформирования материалов

Fig. 6. Material deformation diagrams

для колонн защитный слой имеет механические характеристики обычного бетона, а ядро — ограниченного бетона.

Механические характеристики арматуры и бетона в пределах каждого слоя постоянны и корректируются в зависимости от максимальной температуры прогрева данного слоя путем введения коэффициентов $\gamma_{b(st)}$, $\beta_{b(s)}$ и θ_b в соответствии с СП 468.1325800.2019.

Методика численного анализа. Нелинейный динамический анализ железобетонных рам осуществляется в ПК OpenSees поэтапно по следующей схеме:

1-й этап — статический анализ под действием вертикальных нагрузок (постоянных и временных). Нагрузки возрастают по линейной зависимости за 100 шагов. Применяется метод Ньютона – Рафсона с контролем сходимости по силе;

2-й этап — расчет собственных частот и форм колебаний — модальный анализ. Рассчитываются первые 5 мод. С учетом полученных значений устанавливается коэффициент демпфирования системы при параметре затухания $\xi = 0,05$ от критического;

3-й этап — нелинейный динамический расчет по акселерограмме Лома-Приета (1989). Временной шаг интегрирования $\Delta t = 0,01$ с (всего 2054 шага). Учитываются начальные деформации от статической вертикальной нагрузки.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Теплотехнический расчет. Определены температуры в поперечных сечениях конструктивных элементов (рис. 7). Наибольший нагрев зафиксирован на внешних гранях с постепенным снижением температуры к центру сечения. К завершению фазы нагрева максимальная температура на поверхности

элементов достигла пиковых значений. Далее сечения дискретизировались на отдельные слои, для которых рассчитывались пиковые температуры с учетом кривой охлаждения.

Модальный анализ. В ходе модального анализа определены периоды и формы колебаний для пяти мод для каждой из рассматриваемых рам. Все формы представляют собой изгибные моды.

В табл. 2 приведены данные о периодах и частотах колебаний для пяти рам. При пожаре в крайней ячейке первого этажа (рама FF.1) периоды колебаний возрастают, указывая на рост гибкости конструкции по сравнению с FNF.

Максимальные значения периодов зафиксированы для рамы с пожаром во всех ячейках первого этажа (FF.3). Для рам с пожаром на третьем этаже также отмечается увеличение периодов, но в меньшей степени.

Кроме того, величина периода собственных колебаний зависит и от количества поврежденных конструкций в пределах этажа, для рам FF.3 и FF.4 наблюдается рост в сравнении с FF.1 и FF.2. Пожар значительно всего влияет на частоту первой моды.

Нелинейный динамический анализ. Проведено моделирование поведения пяти железобетонных каркасов с различными сценариями месторасположения и интенсивности огневого воздействия. Выявлены величины перемещений, внутренние усилия и схемы образования пластических шарниров. Сравнение графиков перемещений на уровне верха рам приведено на рис. 8. Возгорание по всей площади первого этажа вызвало существенное падение жесткости каркаса, что привело к росту перемещений на 32,2 %. Помимо этого, существенно возросли поэтажные перемещения для рам FF.3 и FF.4.

В каждом случае максимальные перемещения в поврежденных рамах превышают контрольные.

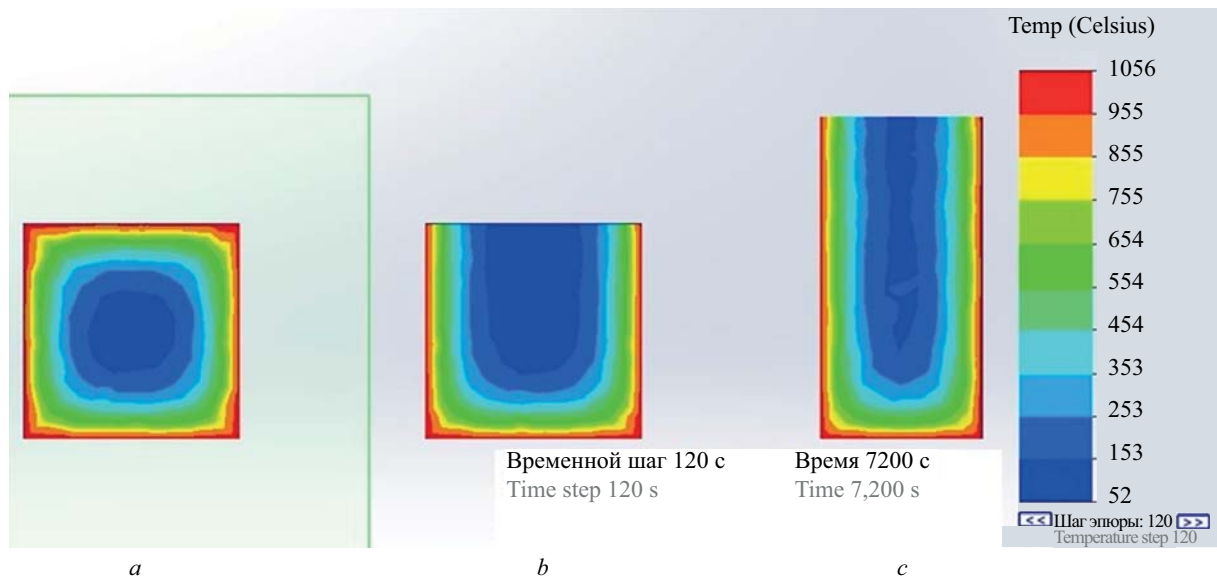


Рис. 7. Распределение температурных полей по сечениям элементов к концу стадии нагрева для: *a* — колонны при нагреве с четырех сторон; *b* — колонны с трех сторон; *c* — ригеля с трех сторон

Fig. 7. Distribution of temperature fields across the sections of elements by the end of the heating stage for: *a* — a column when heated from 4 sides; *b* — a column from 3 sides; *c* — a beam from 3 sides

Табл. 2. Результаты модального анализа

Table 2. Results of modal analysis

Параметр Parameter	Мода Mode	Марка рамы / Frame number				
		FNF	FF.1	FF.2	FF.3	FF.4
Период T , с Period T , s	1	1,595	1,671	1,649	1,773	1,706
	2	0,486	0,505	0,499	0,524	0,510
	3	0,253	0,260	0,259	0,266	0,265
	4	0,156	0,160	0,158	0,164	0,160
	5	0,113	0,114	0,116	0,112	0,119
Частота f , Гц Frequency f , Hz	1	0,627	0,598	0,607	0,564	0,586
	2	2,057	1,981	2,001	1,910	1,960
	3	3,961	3,847	3,857	3,758	3,769
	4	6,405	6,245	6,321	6,108	6,243
	5	8,907	8,785	8,647	8,674	8,399

Минимальный прирост наблюдается у рам с пожаром в одной ячейке (FF.1 и FF.2). На некоторых циклах амплитуды перемещений контрольной рамы даже превосходили перемещения поврежденных.

Степень повреждения каркаса существенно сказывается на результатах. При пожаре в трех ячейках на первом (FF.3) или третьем (FF.4) этаже перемещения резко возрастают. Максимальный прирост смещений приходится на поздние циклы при затухании колебаний.

Характер деформаций также меняется. Для рам FNF, FF.1 и FF.2 колебания симметричны по всему диапазону нагрузок. У рам FF.3 и FF.4 колебания асимметричны с большим смещением в направлении максимального ускорения, что свидетельствует о значительных остаточных деформациях.

Гистограмма на рис. 9 демонстрирует рост перекосов междуэтажных ячеек у рам после пожара. Максимальные перекосы приходятся на этаж возгорания, в то время как на верхних этажах они могут уменьшаться как для FF.1 и FF.3. Перемещения на ослабленном пожаром этаже резко увеличиваются из-за снижения его жесткости.

Эпюры изгибающих моментов для контрольной FNF и поврежденной FF.3 рам на пиковых смещениях представлены на рис. 10. Максимальные значения моментов концентрируются в зонах узлов рамы. В балках предел несущей способности достигается в опорных сечениях, что приводит к образованию пластических шарниров. Термические повреждения в раме FF.3 вызывают рост моментов в колоннах и балках, не затронутых огнем.

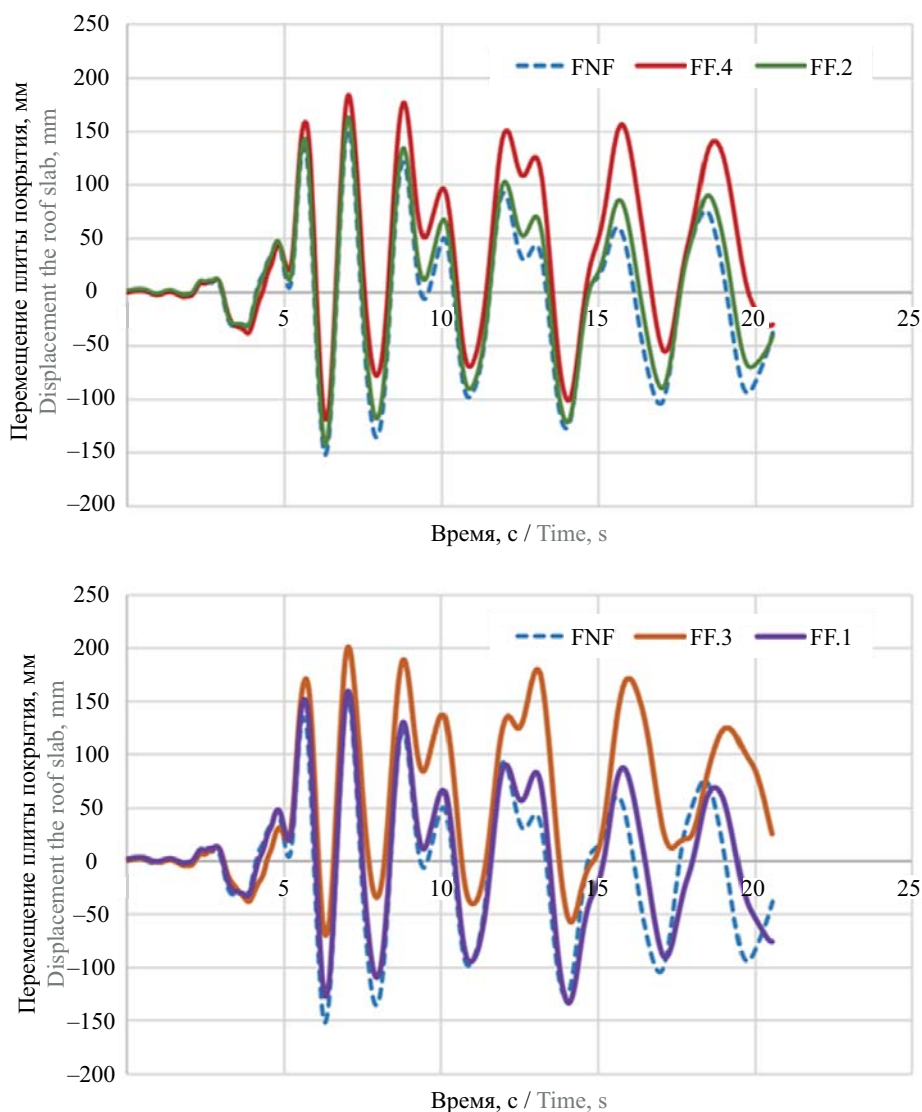
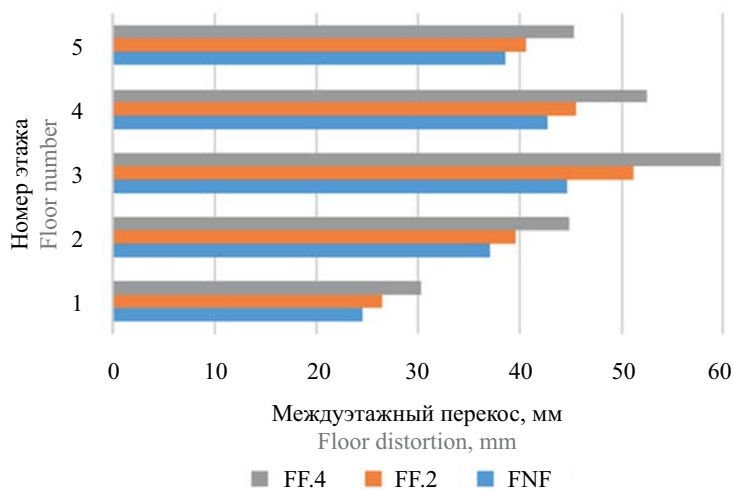


Рис. 8. Амплитуды перемещений железобетонных рам в уровне покрытия
 Fig. 8. Amplitudes of displacement of reinforced concrete frames at the roof level

Схемы формирования пластических шарниров представлены на рис. 11. На схеме приведены четыре уровня повреждений. Уровни повреждения назначаются в зависимости от относительных деформаций бетона, которые указаны на соответствующих диаграммах на рис. 6.



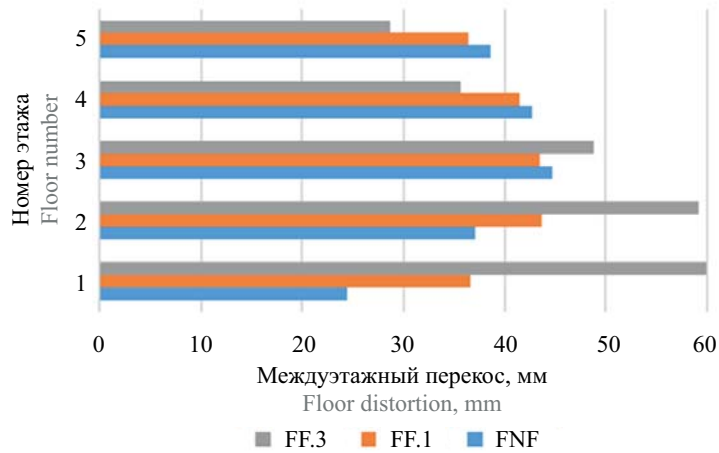


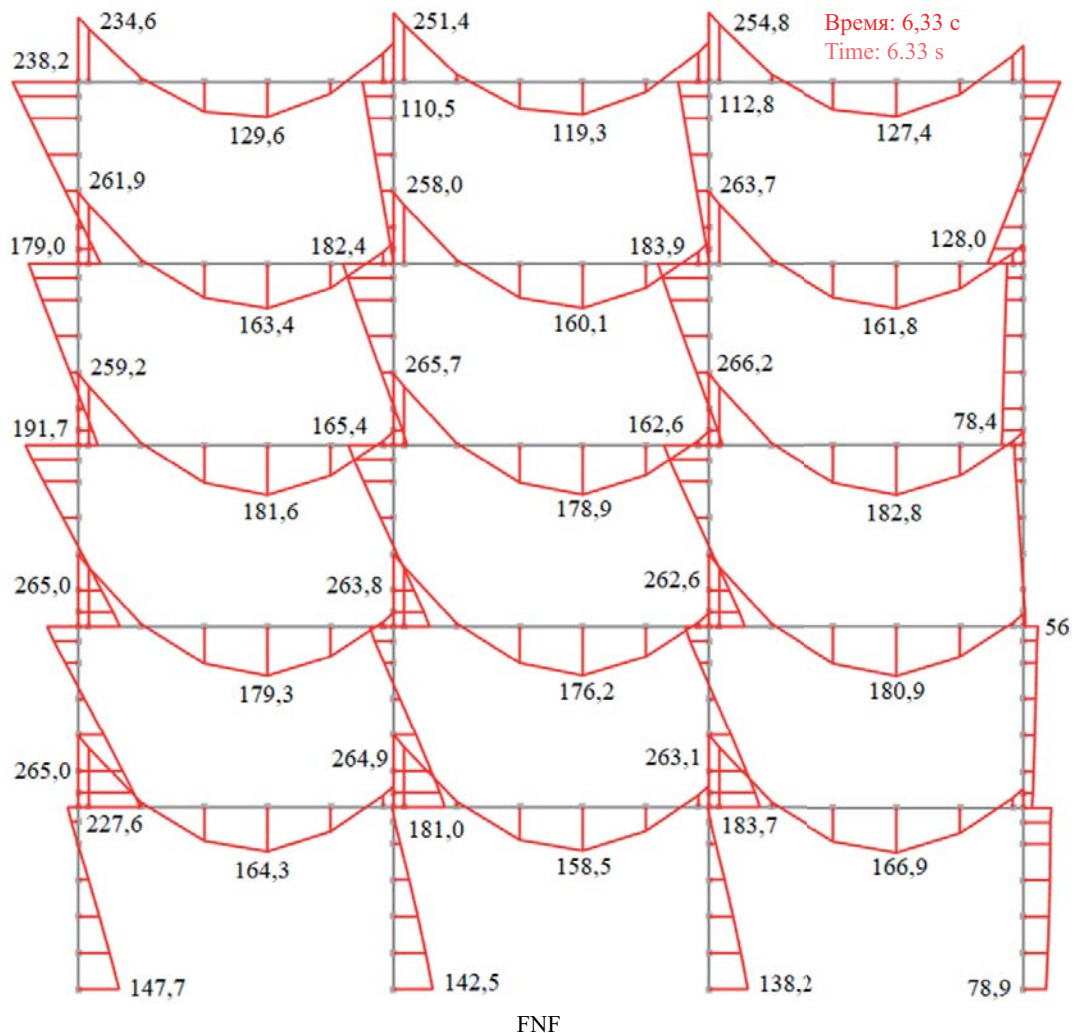
Рис. 9. Междуэтажные перекося железобетонных рам

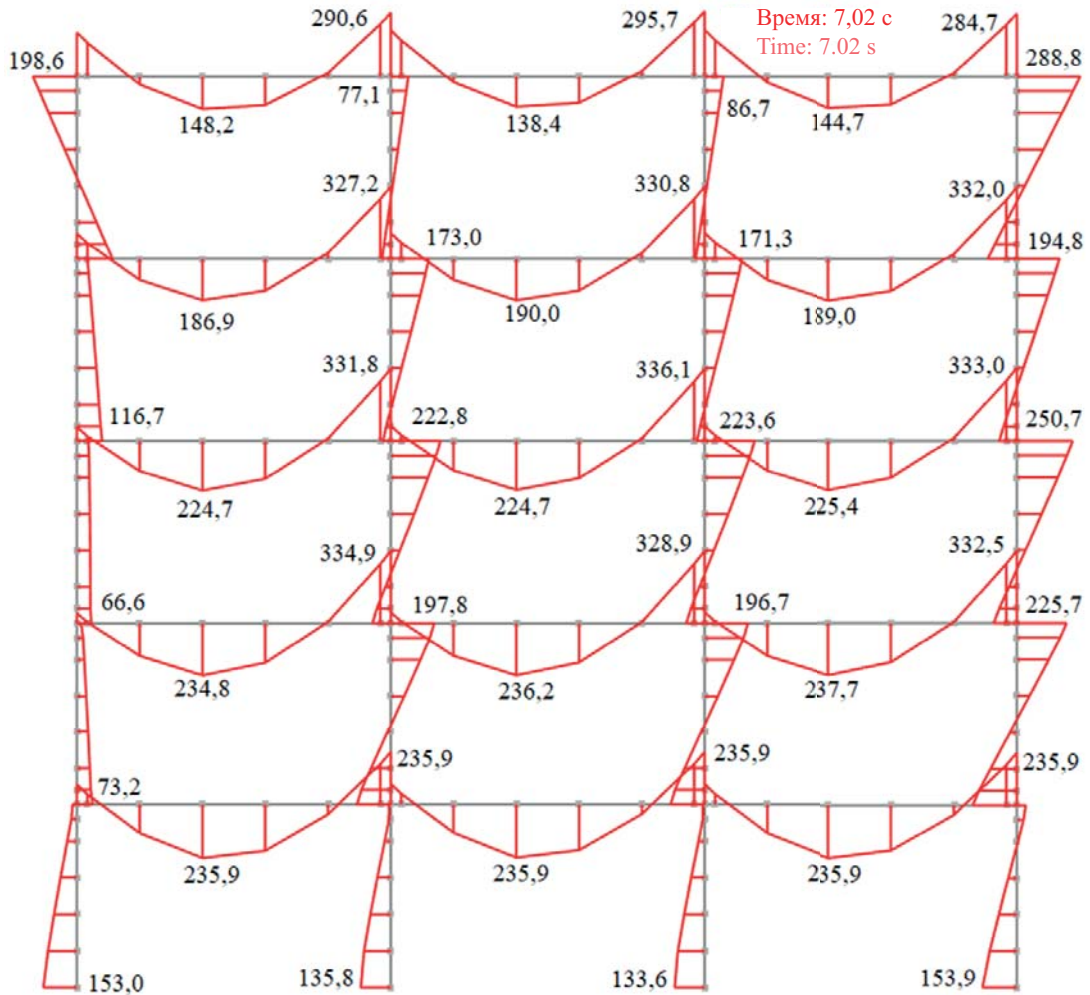
Fig. 9. Floor distortions of reinforced concrete frames

В раме FF.1 шарниры пластичности образуются в колоннах поврежденной ячейки, демонстрируя ограниченный характер последствий пожара. Однако элементы в поврежденном пролете переходят в стадию полного разрушения. Шарниры в неповрежденных балках достигают уровня тяжелых

повреждений. Для рамы FF.2 в работу включаются колонны за пределами очага пожара, что отражает адаптивность системы к сейсмическим нагрузкам.

Максимальный уровень разрушений наблюдается в раме FF.3. Возгорание по всей площади первого этажа провоцирует резкий рост горизонтальных де-





FF.3

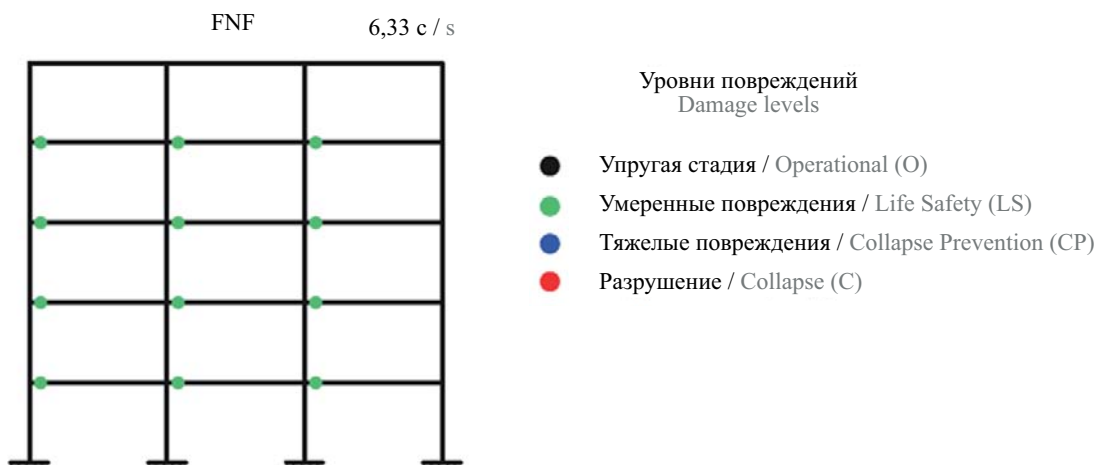
Рис. 10. Эпюры изгибающих моментов (в кН·м) в железобетонных рамах в момент пикового смещения

Fig. 10. Moment diagrams (in kN·m) in reinforced concrete frames at the moment of peak displacement

формаций. Уровень тяжелых повреждений достигнут для всех поврежденных элементов и большинства балок каркаса. Для рамы FF.4 обеспечивается более эффективное перераспределение усилий. В колоннах, включая поврежденные огнем, уровень деформаций остается в пределах допустимого (тяжелые повреж-

дения). Однако элементы в пределах очага пожара переходят в стадию разрушения.

Как видно из приведенных результатов, жесткость поврежденных пожаром рам существенно снижается. Причем в наибольшей степени этот эффект проявляется, когда пожар возникает на первом этаже



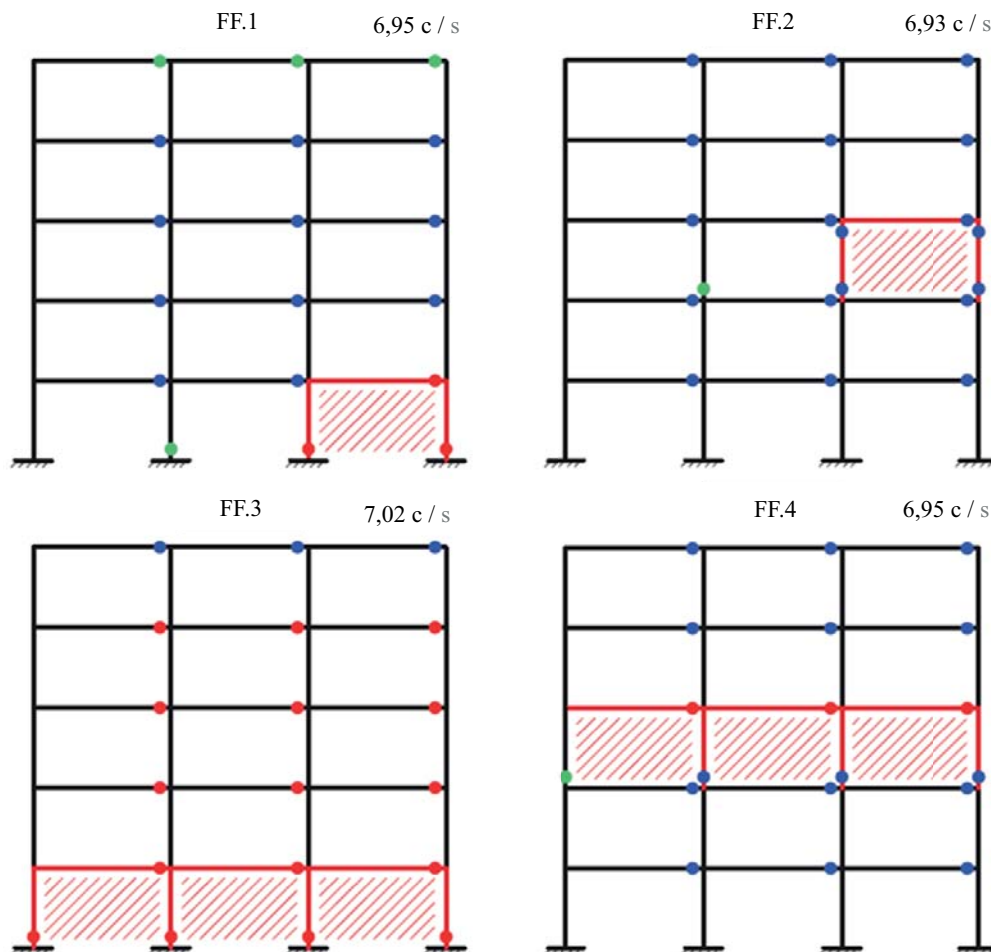


Рис. 11. Схемы образования пластических шарниров для железобетонных рам

Fig. 11. Schemes of formation of plastic hinges for reinforced concrete frames

(рамы FF.1 и FF.3). Это происходит вследствие того, что в определенной степени работа железобетонного каркаса на сейсмические нагрузки соответствует консольной схеме.

Помимо этого, в рамах, в которых возникает пожар во всех трех пролетах, имеет место асимметрия колебаний, когда каркас смещается в направлении наибольшего ускорения акселерограммы. Это является следствием накопления пластических деформаций в вертикальных несущих элементах.

Наблюдается увеличение сдвигов междуэтажных ячеек в пределах поврежденного пожаром этажа. Возрастание величины перекоса ячеек рамы может привести к разрушению стеновых заполнений во время землетрясения [23].

Из результатов расчета следует, что при повреждении рам пожаром появляется дополнительное увеличение изгибающих моментов в колоннах и ригелях железобетонного каркаса, воздействие пожара на которые не оказывалось. В поврежденных элементах максимальные усилия напротив снижаются. Наблюдается процесс приспособляемости рамы к внешнему воздействию.

Как видно из схем на рис. 11, образование пластических шарниров в контрольной раме FNF про-

исходит только в ригелях. Уровень деформаций в колоннах при этом соответствует упругой стадии работы. Таким образом, не нарушается геометрическая неизменяемость каркаса в целом.

При наличии повреждений от пожара в рамах образуются пластические шарниры не только в ригелях, но и в колоннах. Причем для рамы FF.2 уровни повреждений не достигают критических — не происходит обрушения системы. В остальных рамах (FF.1, FF.3 и FF.4) уровень деформации соответствует разрушению элементов. Наибольшие повреждения получила рама FF.3 после пожара на первом этаже во всех трех ячейках.

Можно сделать вывод, что огневое воздействие провоцирует перераспределение усилий в элементах железобетонного каркаса, в результате чего поврежденные пожаром элементы переходят в пластическую стадию и частично выключаются из работы, в то время как неповрежденные элементы за счет перераспределения усилий с ослабленных элементов перегружены. При проектировании подобных систем требуется обеспечить:

- необходимую пластичность элементов поврежденных пожаром элементов, в том числе колонн, при

этом не допуская хрупкого разрушения на всем диапазоне деформаций;

- учет возможности превышения расчетных усилий в элементах, находящихся вне очага возгорания, запас их несущей способности;
- устойчивость к прогрессирующему обрушению всей системы при потенциальном выключении из работы вертикальных несущих элементов, поврежденных пожаром.

Последнее требование особенно актуально для сценария, связанного с воздействием афтершоков на поврежденный пожаром каркас, поскольку в этом случае усиление поврежденных конструкций невозможно.

На стадии проектирования следует рассматривать целый спектр возможных вариантов огневого воздействия, которые будут определяться пределом огнестойкости конструкций здания и его объемно-планировочным решением. Особое внимание необходимо уделять наихудшему варианту огневого воздействия — пожару на первом этаже.

Следует учитывать при этом реальные сценарии возникновения пожара в здании, например наличие в уровне одного этажа нескольких пожарных отсеков, рассматривать динамическую природу пожара и пространственное распределение температурных полей [24].

Важно предусматривать проектные решения, направленные на локализацию пожара в ограниченном объеме здания — пожарном отсеке. Для железобетонных рам можно порекомендовать дополнительно учитывать правило, при котором размер пожарного отсека назначается из условия попадания в него не более 50 % вертикальных несущих конструкций. При значительной площади этажей в здании процент конструкций должен быть уменьшен.

Повышение сейсмостойкости железобетонного здания может быть достигнуто в результате оптимального резервирования несущей способности конструкций. Такие проектные решения должны быть основаны на расчетах, которые учитывают наиболее критические для сейсмостойкости каркаса сценарии огневого воздействия. Количество таких сценариев должно быть ограничено из ус-

ловия оптимизации вычислительных затрат. Полезным может оказаться опыт составления СП 385.1325800.2018, который устанавливает требования для обеспечения устойчивости здания к прогрессирующему обрушению.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Исследованы параметры сейсмостойкости железобетонного рамного каркаса при различных вариантах огневого воздействия:

- периоды первой формы собственных колебаний увеличились по отношению к контрольной раме FNF на: 4,8 % для FF.1, 3,4 % для FF.2, 11,2 % для FF.3 и 7,0 % для FF.4;
- перемещения в уровне покрытия возросли на: 4,6 % для FF.1, 7,2 % для FF.2, 32,2 % для FF.3 и 21,1 % для FF.4;
- максимальные значения междуэтажных сдвигов возросли на: 14,3 % для FF.2, 34,0 % для FF.3 и 33,8 % для FF.4 (для рамы FF.1 роста не наблюдается);
- максимальные изгибающие моменты для рамы FF.3 увеличились на 26,3 % по сравнению с контрольной рамой FNF для ригелей и на 10,1 % для колонн;
- схемы разрушения железобетонных рам, поврежденных пожаром, изменяются: для всех рам наблюдается образование пластических шарниров в колоннах, уровень деформаций в элементах для всех рам, кроме FF.2, достиг уровня разрушения (уровень С).

Выявлено, что наиболее опасным вариантом огневого воздействия является пожар во всех трех ячейках первого этажа. Значительную роль играет площадь здания, охваченная пожаром. При этом в отдельных случаях, например при локальном пожаре на одном из промежуточных этажей (например, рама FF.2), сейсмостойкость каркаса снижается не существенно.

На стадии проектирования здания, находящегося в сейсмоопасном районе, рекомендуется учитывать возможные варианты возникновения огневого воздействия. При этом следует в большей мере повышать огнестойкость вертикальных несущих конструкций нижних этажей, а также разделять отдельные группы конструкций в пределах этажа противопожарными преградами и сокращать размеры пожарных отсеков.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Liu L., Xiao J. Simulation on seismic performance of the post-fire precast concrete column with grouted sleeve connections // *Structural Concrete*. 2023. Vol. 24. Issue 3. Pp. 3299–3313. DOI: 10.1002/suco.202200663. EDN XEMKAI.
2. Melo J., Triantafyllidis Z., Rush D., Bisby L., Rossetto T., Arède A. et al. Cyclic behaviour of as-built and strengthened existing reinforced concrete columns previously damaged by fire // *Engineering Structures*. 2022.

Vol. 266. P. 114584. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114584. EDN EALVCA.

3. Гончаренко В.С., Четчина Т.А., Сибирко В.И., Мартемьянов С.И., Надточий О.В., Полехин П.В. и др. Пожары и пожарная безопасность в 2021 году: статистика пожаров и их последствий : стат. сб. Балашиха, 2022. 114 с. EDN LVXFQJ.

4. Ni S., Birely A.C. Simulation procedure for the post-fire seismic analysis of reinforced concrete structural

walls // *Fire Safety Journal*. 2018. Vol. 95. Pp. 101–112. DOI: 10.1016/j.firesaf.2017.10.011

5. *Tamrazyan A., Kabantsev O., Matseevich T., Chernik V.* Estimation of the Reduction Coefficient When Calculating the Seismic Resistance of a Reinforced Concrete Frame Building after a Fire // *Buildings*. 2024. Vol. 14. Issue 8. P. 2421. DOI: 10.3390/buildings14082421. EDN YWUXQR.

6. *Мкртычев О.В., Решетов А.А.* Обеспечение сейсмостойкости железобетонных зданий // *Железобетонные конструкции*. 2024. № 5 (1). С. 57–67. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.57-67. EDN FFLOKZ.

7. *Sunil J.C., Kamatchi P.* Nonlinear modelling strategies for seismic performance evaluation of reinforced concrete structures // *Materials Today: Proceedings*. 2022. Vol. 65. Issue 6. Pp. 503–510. DOI: 10.1016/j.matpr.2022.03.062. EDN WKZHPJ.

8. *Хачиян Э.Е.* Анализ величин перемещений, сдвиговых деформаций, скоростей и ускорений грунтов и спектров реакций по синтетической акселерограмме сильного землетрясения // *Вопросы инженерной сейсмологии*. 2022. Т. 49. № 4. С. 206–224. DOI: 10.21455/VIS2022.4-14. EDN QIPYTW.

9. *Белостоцкий А.М., Акимов П.А., Павлов А.С.* О численном моделировании физически нелинейной динамической реакции зданий и сооружений при сейсмических воздействиях, заданных акселерограммами // *Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования Российской академии архитектуры и строительных наук по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли российской федерации в 2019 году* : сб. науч. тр. РААСН. 2020. С. 105–112. EDN LWZLJX.

10. *Ilki A., Demir U.* Factors affecting seismic behaviour of reinforced concrete structures after fire exposure // *NED University Journal of Research*. 2019. Pp. 31–41. DOI: 10.35453/nedjr-stmech-2019-0003

11. *Korsun V., Baranov A.* Mechanical properties of high-strength concrete after heating at temperatures up to 400 °C // *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021. Pp. 454–463. DOI: 10.1007/978-3-030-72404-7_44

12. *Avetisyan L.A., Chapidze O.D.* Estimation of reinforced concrete seismic resistance bearing systems exposed to fire // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 456. P. 012035. DOI: 10.1088/1757-899X/456/1/012035. EDN XCEIYB.

13. *Mostafaei H.* A testing method for seismic resistance assessment of fire-damaged structures. 2011. DOI: 10.4224/20374365

14. *Mazza F., Imbrogno G.* Effects of Fire Duration on the Seismic Retrofitting with Hysteretic Damped Braces of R.C. School Buildings // *Frontiers in Built Environment*. 2019. Vol. 5. DOI: 10.3389/fbuil.2019.00141

15. *Kamath P., Sharma U.K., Kumar V., Bhargava P., Usmani A., Singh B. et al.* Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame // *Fire Safety Journal*. 2015. Vol. 73. Pp. 1–19. DOI: 10.1016/j.firesaf.2015.02.013

16. *Xiao J.-Z., Li J., Huang Z.F.* Fire Response of High-Performance Concrete Frames and their Post-Fire Seismic Performance // *ACI Structural Journal*. 2008. Vol. 105. Issue 5. Pp. 531–540. DOI: 10.14359/19936

17. *Li L.Z., Liu X., Yu J.T., Lu Z.D., Su M.N., Liao J.H. et al.* Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frame // *Engineering Structures*. 2019. Vol. 179. Pp. 161–173. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.10.080

18. *Tamrazyan A., Matseevich T.* The Criteria for Assessing the Safety of Buildings with a Reinforced Concrete Frame during an Earthquake after a Fire // *Buildings*. 2022. Vol. 12. Issue 10. P. 1662. DOI: 10.3390/buildings12101662. EDN QURCTH.

19. *Wang G.Y., Zhang Ch., Xu J., Zhang D.M.* Post-fire seismic performance of SRC beam to SRC column frames // *Structures*. 2020. Vol. 25. Pp. 323–334. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.03.016. EDN GUVXIH.

20. *Kabantsev O., Perelmuter A.* Plastic Behavior Particularities of Structures Subjected to Seismic Loads // *Magazine of Civil Engineering*. 2021. No. 5 (105). DOI: 10.34910/MCE.105.13. EDN NPOOWS.

21. *Mueller C., Glassmoyer G.* Digital Recordings of Aftershocks of the 17 October 1989 Loma Prieta, California, Earthquake // *Open-File Report*. 1990. DOI: 10.3133/ofr90503

22. *Федосов С.В.* О некоторых особенностях математического моделирования явлений тепломассопереноса на границах двухфазных сред // *Повышение энергоресурсоэффективности и экологической безопасности процессов и аппаратов химической и смежных отраслей промышленности (ISTS «EESTE-2021»)* : программа и материалы пленарной сессии Международ. науч.-техн. симпозиума, посвящ. 110-летию А.Н. Плановского, в рамках Третьего Междунар. Косыгинского форума «Современные задачи инженерных наук». 2021. С. 56–64. DOI: 10.37816/eeste-2021-p-56-64. EDN VERDAA.

23. *Грановский А.В., Добрина К.Е., Тангамян Г.С.* Навесные кирпичные фасадные системы для сейсмических регионов России // *Промышленное и гражданское строительство*. 2020. № 1. С. 33–39. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.01.33-39. EDN WXWJUF.

24. *Law A., Stern-Gottfried J., Gillie M., Rein G.* The influence of travelling fires on a concrete frame // *Engineering Structures*. 2011. Vol. 33. Issue 5. Pp. 1635–1642. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.01.034. EDN OENNB

Поступила в редакцию 22 декабря 2025 г.

Принята в доработанном виде 29 декабря 2025 г.

Одобрена для публикации 29 января 2026 г.

ОБ АВТОРАХ: Ашот Георгиевич Тамразян — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 447901, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788; tamrazian@mail.ru;

Владимир Игоревич Черник — кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);** 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1091685, Scopus: 57218420224, ResearcherID: AAD-8260-2022, ORCID: 0000-0001-6240-9993; chernik_vi@mail.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Liu L., Xiao J. Simulation on seismic performance of the post-fire precast concrete column with grouted sleeve connections. *Structural Concrete*. 2023; 24(3):3299-3313. DOI: 10.1002/suco.202200663. EDN XEMKAI.
2. Melo J., Triantafyllidis Z., Rush D., Bisby L., Rossetto T., Arède A. et al. Cyclic behaviour of as-built and strengthened existing reinforced concrete columns previously damaged by fire. *Engineering Structures*. 2022; 266:114584. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114584. EDN EALVCA.
3. Goncharenko V.S., Chechetina T.A., Sibirko V.I., Martemyanov S.I., Nadtochiy O.V., Polekhin P.V. et al. *Fires and Fire Safety in 2021: statistics of fires and their consequences: Statistical digest*. Balashikha, 2022; 114. EDN LVXFQJ. (rus.).
4. Ni S., Birely A.C. Simulation procedure for the post-fire seismic analysis of reinforced concrete structural walls. *Fire Safety Journal*. 2018; 95:101-112. DOI: 10.1016/j.firesaf.2017.10.011
5. Tamrazyan A., Kabantsev O., Matseevich T., Chernik V. Estimation of the Reduction Coefficient When Calculating the Seismic Resistance of a Reinforced Concrete Frame Building after a Fire. *Buildings*. 2024; 14(8):2421. DOI: 10.3390/buildings14082421. EDN YWUXQR.
6. Mkrtychev O.V., Reshchetov A.A. Ensuring seismic resistance of reinforced concrete buildings. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 5(1):57-67. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.57-67. EDN FFLOKZ. (rus.).
7. Sunil J.C., Kamatchi P. Nonlinear modeling strategies for seismic performance evaluation of reinforced concrete structures. *Materials Today: Proceedings*. 2022; 65(6):503-510. DOI: 10.1016/j.matpr.2022.03.062. EDN WKZHPJ.
8. Khachiyani E.Y. Analysis of the values of ground displacements, shear strains, velocities and accelerations, and response spectra of strong earthquake by synthetic accelerograms. *Problems of Engineering Seismology*. 2022; 49(4):206-224. DOI: 10.21455/VIS2022.4-14. EDN QIPYTW. (rus.).
9. Belostotsky A., Akimov P., Pavlov A. About numerical modelling of physically nonlinear dynamic reaction of buildings and structures under seismic actions defined by accelerograms. *Fundamental, search, and applied research by the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences on the scientific support of the development of architecture, urban planning, and the construction industry in the Russian Federation in 2019: collection of scientific papers by the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences*. 2020; 105-112. EDN LWZLJX. (rus.).
10. Ilki A., Demir U. Factors affecting seismic behaviour of reinforced concrete structures after fire exposure. *NED University Journal of Research*. 2019; 31-41. DOI: 10.35453/nedjr-stmech-2019-0003
11. Korsun V., Baranov A. Mechanical properties of high-strength concrete after heating at temperatures up to 400 °C. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2021; 454-463. DOI: 10.1007/978-3-030-72404-7_44
12. Avetisyan L.A., Chapidze O.D. Estimation of reinforced concrete seismic resistance bearing systems exposed to fire. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018; 456:012035. DOI: 10.1088/1757-899X/456/1/012035. EDN XCEIYB.
13. Mostafaei H. *A testing method for seismic resistance assessment of fire-damaged structures*. 2011. DOI: 10.4224/20374365
14. Mazza F., Imbrogno G. Effects of Fire Duration on the Seismic Retrofitting with Hysteretic Damped

- Braces of R.C. School Buildings. *Frontiers in Built Environment*. 2019; 5. DOI: 10.3389/fbuil.2019.00141
15. Kamath P., Sharma U.K., Kumar V., Bhargava P., Usmani A., Singh B. et al. Full-scale fire test on an earthquake-damaged reinforced concrete frame. *Fire Safety Journal*. 2015; 73:1-19. DOI: 10.1016/j.fire-saf.2015.02.013
16. Xiao J.-Z., Li J., Huang Z.F. Fire Response of High-Performance Concrete Frames and their Post-Fire Seismic Performance. *ACI Structural Journal*. 2008; 105(5):531-540. DOI: 10.14359/19936
17. Li L.Z., Liu X., Yu J.T., Lu Z.D., Su M.N., Liao J.H. et al. Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frame. *Engineering Structures*. 2019; 179:161-173. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.10.080
18. Tamrazyan A., Matseevich T. The Criteria for Assessing the Safety of Buildings with a Reinforced Concrete Frame during an Earthquake after a Fire. *Buildings*. 2022; 12(10):1662. DOI: 10.3390/buildings12101662. EDN QURCTH.
19. Wang G.Y., Zhang Ch., Xu J., Zhang D.M. Post-fire seismic performance of SRC beam to SRC column frames. *Structures*. 2020; 25:323-334. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.03.016. EDN GUVXIH.
20. Kabantsev O., Perelmuter A. Plastic Behavior Particularities of Structures Subjected to Seismic Loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2021; 5(105). DOI: 10.34910/MCE.105.13. EDN NPOOWS.
21. Mueller C., Glassmoyer G. Digital Recordings of Aftershocks of the 17 October 1989 Loma Prieta, California, Earthquake. *Open-File Report*. 1990. DOI: 10.3133/ofr90503
22. Fedosov S.V. On some features of mathematical modeling of heat and mass transfer phenomena on the boundaries of two-phase media. *Improving energy and resource efficiency and environmental safety of processes and equipment in the chemical and related industries (ISTS "EESTE-2021") : program and materials of the plenary session of the International Scientific and Technical Symposium dedicated to the 110th anniversary of A.N. Planovsky, within the framework of the Third International Kosygin Forum "Modern Problems of Engineering Sciences"*. 2021; 56-64. DOI: 10.37816/eeste-2021-p-56-64. EDN VERDAA. (rus.).
23. Granovskiy A.V., Dobrina K.E., Tangamy-an G.S. Hinged brick facade systems for seismic regions of Russia. *Industrial and Civil Engineering*. 2020; 1: 33-39. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.01.33-39. EDN WXWJUF. (rus.).
24. Law A., Stern-Gottfried J., Gillie M., Rein G. The influence of travelling fires on a concrete frame. *Engineering Structures*. 2011; 33(5):1635-1642. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.01.034. EDN OENNBj.

Received December 22, 2025.

Adopted in revised form on December 29, 2025.

Approved for publication on January 29, 2026.

B I O N O T E S : **Ashot G. Tamrazyan** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 447901, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788; tamrazian@mail.ru;

Vladimir I. Chernik — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1091685, Scopus: 57218420224, ResearcherID: AAD-8260-2022, ORCID: 0000-0001-6240-9993; chernik_vi@mail.ru.

Contribution of the authors: all authors made equivalent contributions to the publication.

The authors declare that there is no conflict of interest.