

Строительная механика Construction mechanics

Научная статья
УДК 624.04:539.3:534
DOI: 10.14529/build230401

АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНО-НЕЛИНЕЙНЫХ КОЛЕБАНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА

И.С. Дербенцев, derbentcevis@susu.ru

А.Н. Потапов, potapov.alni@gmail.com

Е.С. Созыкина, ekat-ss@yandex.ru

Южно-Уральский государственный университет, Челябинск, Россия

Аннотация. Приведены математические модели колебаний и алгоритм расчёта дискретной диссипативной системы (ДДС) при выключении конструктивного элемента, вызванном ударной или импульсной нагрузкой. В рамках теории временного анализа дан вывод разрешающих уравнений реакции ДДС, находящейся до начала действия динамической нагрузки $P(t)$ (при $t = t_0$) как в состоянии движения, так и в положении статического равновесия. При колебаниях системы, представляемой конструктивно нелинейной системой, учет внутреннего трения материала осуществлен на основе теории упруговязкого сопротивления по модели непропорционального демпфирования. При записи уравнений динамической реакции модели конструкции учтены параметры ее статической составляющей. Результаты иллюстрируются на примере колебаний модели 3-этажного железобетонного каркасного здания при разрушении угловой колонны нижнего этажа от импульсной нагрузки типа взрыва (за пределами здания). Проведён детальный анализ разрушения угловой колонны каркаса с определением разрушающей нагрузки. Для вариантов разрушения исходной и поврежденных моделей (с угловой и соседней с ней колоннами) построены поверхности напряжений при вариативном характере параметров импульсных сил: изменении угла направления взрыва к горизонтали и его продолжительности во времени.

Ключевые слова: диссипативная система, разрушение, динамическая реакция, перемещение, колебание, восстанавливающая сила, матрица жёсткости

Для цитирования. Дербенцев И.С., Потапов А.Н., Созыкина Е.С. Анализ конструктивно-нелинейных колебаний железобетонного каркаса // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». 2023. Т. 23, № 4. С. 5–18. DOI: 10.14529/build230401

Original article
DOI: 10.14529/build230401

ANALYSIS OF STRUCTURAL-NONLINEAR VIBRATIONS OF REINFORCED CONCRETE FRAME

I.S. Derbentsev, derbentcevis@susu.ru

A.N. Potapov, potapov.alni@gmail.com

E.S. Sozikina, ekat-ss@yandex.ru

South Ural State University, Chelyabinsk, Russia

Abstract. The paper presents mathematical models of vibrations and an algorithm for calculating a discrete dissipative system (DDS) at shutdown of a structural element caused by shock or impulse loading. Within the framework of time analysis theory, the paper proposes the derivation of solving equations of the reaction of the DDS, which is before the onset of the dynamic load $P(t)$ (at $t = t_0$) both in the state of motion and in the position of static equilibrium. The internal friction of the material was determined based on the theory of elastic viscous resistance according to the model of disproportionate damping. The recording of the dynamic reaction equations of the design model take into account the parameters of its static component. The results are illustrated by the example of fluctuations in the model of a 3-storey reinforced concrete frame building when the corner column of the lower floor is destroyed by a pulse load of the type of explosion (outside the building). The paper presents a detailed analysis of the destruction of the angular column of the frame with the determination of the destructive load. Stress surfaces are constructed for the variants of destruction of the original and damaged models (with angular and adjacent columns). For variants of destruction of the initial

and damaged models (with the corner and neighboring columns) stress surfaces are constructed under the variation of impulse force parameters: changing the angle of the explosion direction to the horizontal and its duration in time.

Keywords: dissipative system, destruction, dynamic reaction, displacement, oscillation, restoring force, stiffness matrix

For citation. Derbentsev I.S., Potapov A.N., Sozikina E.S. Analysis of structural-nonlinear vibrations of reinforced concrete frame. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture.* 2023;23(4):5–18. (in Russ.). DOI: 10.14529/build230401

Обзор литературы

Прогрессирующее обрушение является одним из наиболее опасных вариантов разрушения на стадии возведения и эксплуатации здания. При отказе одного из структурных элементов (балки, колонны, подкоса и т. д.) происходит лавинообразное обрушение всего здания, что влечет за собой большие человеческие жертвы и экономические потери.

Обеспечение безопасности строительных конструкций закреплено в Федеральном законе № 384-ФЗ [1]. Рекомендации по обеспечению надежности также закреплены в нормативной документации [2–4]. В отечественных строительных нормах установлено, что расчет прогрессирующего обрушения [5] должен носить вариативный характер, т. е. рассматриваются несколько возможных сценариев разрушения конструкций. При этом расчет должен производиться с коэффициентами запаса как для особого воздействия [6]. Расчет на прогрессирующее обрушение сводится к оценке площади возможного локального разрушения в зависимости от этажности здания. Происходит удаление несущих элементов конструкции с повторным расчётом каркаса. В документе [7] даются подробные указания и рекомендации для проектирования и строительства высотных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения.

При сейсмическом воздействии предложена методика, заключающаяся в замене внезапно выключенной связи импульсным воздействием, величина которого равна значению усилия в связи перед ее удалением [8]. Статические подходы при выключении связей использовались для оценки динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов [9], при расчёте зданий на прогрессирующее обрушение с помощью «множителя» для учета инерционного эффекта [10].

В статьях [11, 12] отмечен факт расплывчатости формулировок в отечественных нормах и необходимость их качественной доработки.

Аналитические подходы к расчету конструкций с разрушающимися связями ввиду своей сложности используются крайне редко [13, 14]. В [13] проводился анализ металлических структур с выключаемыми элементами при использовании разложения решения по формам собственных колебаний в среде MathCad без учета внутреннего трения материала. В [14] использовался метод де-

композиции при моделировании динамических догружений железобетонного многоэтажного каркаса, вызванных его структурной перестройкой. Это позволило выявить параметры динамического отклика подконструкции, моделирующей зону возможного локального разрушения элементов каркаса здания при внезапном удалении одной из несущих конструкций в этой зоне.

Согласно европейским нормам [15], прогрессирующее обрушение считается исключительным явлением, для которого на данный момент не разработано приемлемых методов предотвращения. Для зданий высотой менее 10 этажей рекомендуется проводить статический линейный анализ, для иных случаев – нелинейный динамический анализ.

В основе норм США GSA (для государственных зданий) и UFS (для гражданских зданий) лежит системный анализ рисков [16, 17]. Для конструкций повышенной этажности с несимметричными конструкциями строительные нормы предлагают использование нелинейного статического и динамического анализа. Оба документа рассматривают условное удаление нагруженного несущего элемента каркаса. Предлагаются рекомендации по учету влияния появляющихся пластических шарниров, коэффициенту динамичности (равному 2,0), а также по увеличению коэффициента деформационного упрочнения материала, отражающего повышение прочности бетона во времени.

В обзорной статье [18] обобщен многолетний опыт зарубежных исследований в области оценки разрушающихся связей и выделено 4 основных направления по разработке методов живучести конструкций. Это методы оценки надежности нелинейных моделей разрушения для 2D- и 3D-каркасов; разработки мероприятий по повышению сопротивляемости системы к разрушению, создание вероятностных моделей по оценке риска возникновения выключаемых связей; разработки стойких к разрушению конструкций с опорой на результаты теории сейсмостойкости.

1. Методы оценки надежности конструкций на основе нелинейных моделей разрушения с применением плоских 2D- и объемных 3D-каркасов

На примере моделирования взрыва показано [19], что сама взрывная волна внутри здания не так опасна для конструкции, как выключаемые из работы элементы. В [20] проводились исследования в железобетонной балке. Показано, что балка

подвергается более серьезному растрескиванию по глубине и получает большие деформации и внутренние усилия, когда ударная нагрузка прикладывается перед последующим взрывным нагружением. После удара на стадии свободных колебаний балка получает большее повреждение от взрыва, нежели в любом ином случае.

На основе уравнения энергетического баланса разработан механизм образования прогрессирующего обрушения [21, 22]. Исследованы оценки живучести зданий при разработке аналитического подхода по определению коэффициента динамичности [22, 23], при создании моделей с новыми возводимыми конструкциями [24, 25]. Также в экспериментальных исследованиях по оценке живучести показано [26, 27], что для более высокой этажности и малом пролете зданий характерна более высокая стойкость к разрушению.

2. Разработка мероприятий по повышению сопротивляемости системы к разрушению

В работе [28] показано влияние моделирования конструкций, помимо основного каркаса (колонны и балки), позволяющее точнее описать процесс перераспределения энергии в системе. Проведен ряд исследований, в которых существенную роль может играть толщина плит перекрытия [29], их конструкция [30] и способы армирования, в частности, в [31] показан симметричный вариант армирования плиты, обеспечивший повышенную сопротивляемость системы к разрушению. Также заметное влияние в этом плане могут оказывать исследования соединений типа балка – колонна [32, 33].

3. Создание вероятностных моделей по оценке риска возникновения выключающихся связей

В статье [34] исследованы вариативные оценки влияния силы, формы, длительности взрывной волны, позволяющие оценивать наиболее опасный сценарий развития событий при разрушении надземных конструкций. Важнейшим фактором является характер действующей нагрузки. Так, в работе [35] экспериментально показано, что балки при статическом способе моделирования нагрузки работали значительно хуже, чем при динамическом способе моделирования (разница в работе балок при оценке динамического коэффициента составляла 25 %).

Наиболее частыми в работах встречаются случаи разрушения крайней или угловой колонн первого этажа. Особенно опасным считается разрушение угловой колонны и соседних с ней колонн [32, 36]. В [37] отмечено, что подвергаться оценке может не только каркас в целом, но и отдельные его элементы, например, балки.

4. Разработка конструкций, стойких к прогрессирующему обрушению, основанных на результатах теории сейсмостойкости

В ряде работ [32, 38] отмечено, что здания, проектируемые для районов с высокой сейсмично-

стью, оказываются стойкими к прогрессирующим обрушениям. Отдельное внимание в статье [28] уделено верхним этажам, так как они проектируются при условии меньшей несущей способности относительно нижних этажей.

Отметим общие замечания по приведенным фактам обзора литературных источников, характерные как для отечественных, так и зарубежных работ.

Из приведенных материалов по моделям разрушения можно выделить важные моменты, касающиеся сложности моделирования процесса структурной перестройки на основе численных методов для линейных и нелинейных моделей. Нелинейные модели разрушения способны обеспечивать более точное прогнозирование реакции системы по сравнению с линейными моделями. Но такие модели, как правило, являются дорогими коммерческими проектами, требующими более сложного программного обеспечения и значительных вычислительных ресурсов, связанных с финансовыми и временными последствиями [30].

По этой причине рядовыми инженерами-конструкторами используются в основном упрощенные методики анализа, базирующиеся обычно на экспериментах, в которых основные режимы механизмов разрушения реализуются только для откалиброванных конструктивных систем с жесткой расчетной схемой сооружения. Для общих расчетных моделей эти режимы малоприменимы ввиду неопределенного характера информации, что исключает возможность оценки их резервной мощности [30].

Рекомендации по использованию различных статических «множителей» (в работах [10, 23] приводятся значения 1.5, 2.0) для учета инерционных эффектов являются малосостоятельными, так как не отражают реальный динамический эффект в конструкции. В большинстве случаев исследуется не процесс деградации конструктивного элемента (колонны), а последующий эффект, вызванный процедурой мгновенного удаления несущего элемента (колонны). То есть моделируется не само экстремальное событие, а его следствие посредством внезапного выключения элемента из работы [8, 39].

Из обзорных источников следует, что подавляющее большинство исследований по моделям разрушения основано на численных методах и экспериментах. В отечественных и зарубежных публикациях наблюдается дефицит теоретической базы для обоснования принципов прогрессирующего обрушения, отсутствует разработка аналитических моделей для глубокого и детального изучения вопроса. Автором статьи [40] справедливо отмечено, что «отсутствуют аналитические методы определения начальных повреждений и прогнозирования вероятности последующего лавинообразного обрушения сооружения из-за предполагаемых аварийных воздействий. Невозможно ис-

пользовать численные методы расчета МКЭ ввиду отсутствия подробных знаний поведения конструкций при лавинообразном обрушении...».

В статьях [41, 42] в рамках теории временного анализа разработан общий подход к построению динамической реакции диссипативной системы при выключении (разрушении) конструктивного элемента (связи). Этот процесс рассматривается в двух вариантах, когда ситуация с разрушением конструктивного элемента возникла в положении статического равновесия системы (до разрушения элемента система находилась в покое). При втором варианте выключению конструктивного элемента предшествовал процесс колебаний, то есть до разрушения система находилась в движении.

Для этой цели используется теория временного анализа дискретных диссипативных систем (ДДС), основанная на исследовании характеристического матричного квадратного уравнения (МКУ) [43]. Предлагаемый подход обладает достаточно широкой областью приложения и позволяет с единых позиций использовать разработанные математические модели с линейной и нелинейной восстаивающей силой.

Общие замечания

В соответствии с [41] приведено изложение теоретических основ колебательного процесса конструктивно-нелинейной системы, которая представлена как ДДС. Рассмотрено внезапное разрушение связи, вызванное действием статической и динамической (ударной или импульсной) нагрузок.

Пусть внезапное выключение связи происходит в некотором j -м конструктивном элементе системы. Всякое разрушение связи представляет деструктивный процесс, приводящий к изменению (ослаблению) жесткости расчетной динамической модели. Это немедленно ведет к нарушению баланса между внешними и внутренними силами расчетной модели. Действительно, вместе с разрушенной связью происходит одновременное исчезновение усилия, действующего в данной связи, что приводит к нарушению статического и динамического равновесия системы.

Возникшая диспропорция между внешними и внутренними силами может быть преодолена

только за счет быстрой перестройки конструкции путем включения всех её внутренних резервов (хотя бы в той области или зоне конструкции, где произошло разрушение связи). Такая перегруппировка, учитывая внезапный характер деструктивного процесса, не может протекать статическим путем. Если система до разрушения связи находилась в состоянии покоя, то для сохранения своей целостности она вынуждена перейти в состояние движения, сопровождающееся возникновением динамических сил, включающих силы инерции и силы внутреннего трения. Это необходимое условие для создания нового баланса сил. Если же до разрушения связи система уже совершала колебания, то теперь ее движение будет направлено на повышение резервных мощностей системы, основная цель которого – также перегруппировка внутренних сил.

При этом важно отметить, что характер движения системы зависит от ее резервов прочности в поврежденном состоянии. В зависимости от несущей способности конструкции последняя может совершать как колебательное, так и неколебательное движение. При условии сохранения резерва прочности поврежденной конструкции узлы последней будут совершать свободные затухающие колебания (рис. 1а). С течением времени, когда колебания прекратятся, в системе установится новое положение статического равновесия. Если же сопротивляемость системы к разрушению окажется не обеспеченной, то продолжится дальнейшее последовательное выключение связей и процесс разрушения примет необратимый характер (рис. 1б).

При разрушении связи жесткость j -го конструктивного нелинейного элемента системы внезапно изменяется, переходя с одного уровня на другой. На диаграмме деформирования «Восстаивающая сила – относительное перемещение»: $R_j(t) \sim \tilde{y}_j(t)$ (см. рис. 1а) показаны два уровня жесткости j -го элемента в момент выключения связи при t_1 . Данные уровни определяются тангенсами углов наклона прямых ab и cd к горизонтальной оси. Прохождение прямых через начало координат говорит об упругом процессе колебаний системы в каждом состоянии. Скачок в восстаивающей силе на диаграмме, появившийся вслед

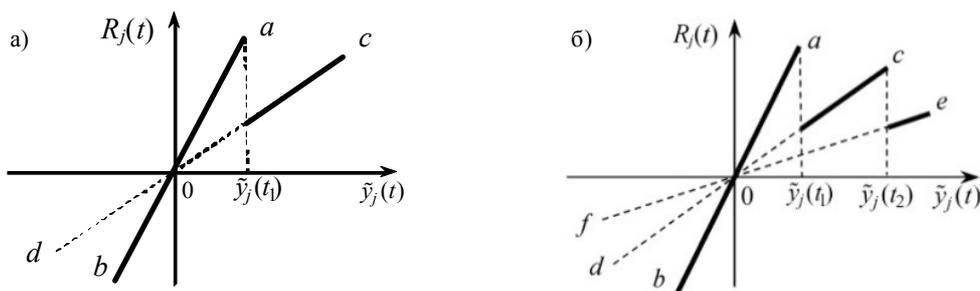


Рис. 1. Диаграмма деформирования j -го конструктивно нелинейного элемента системы с выключенными связями: а – с одной; б – с несколькими выключенными связями

ствии выключения связи и снижения жёсткости, не создает разрывов в относительных перемещениях j -го конструктивного элемента. Свойства непрерывности относительных перемещений данного элемента передаются в целом и на абсолютные перемещения узлов всей системы.

На рис. 1б показано более двух уровней жёсткости j -го элемента при выключении связей в моменты времени t_1, t_2, \dots , соответствующие тангенсам углов наклона прямых ab, cd, ef, \dots к горизонтальной оси. При недостаточном резерве прочности поврежденной конструкции колебательный процесс перейдет в монотонное аperiodическое движение, заканчивающееся разрушением j -го элемента конструкции, которое может оказаться фатальным для всей системы.

Метод исследования

Построение динамической реакции системы проводится в рамках теории временного анализа для конструктивно-нелинейной задачи, задаваемой диаграммой деформирования с одной выключенной связью (см. рис. 1а). Условия динамического равновесия системы имеют следующие временные этапы: до момента разрушения связи ($t \in [t_0, t_1]$), момент разрушения связи (при t_1) и после разрушения связи ($t \geq t_1$), где t_0 – время начала временного анализа.

При формировании уравнений реакции системы необходимо учитывать, что на интервале времени $t \in [t_0, t_1]$ колебания ДДС происходят при «старых» параметрах расчетной динамической модели (РДМ), то есть при матрицах масс M , демпфирования C и жёсткости K , формируемых для неповрежденной системы при $t_0 = 0$. Жесткость системы для этого случая соответствует прямой ab диаграммы деформирования на рис. 1а. Векторы начальных перемещений и начальных скоростей для данного интервала времени имеют вид: $Y_0 = Y(t_0), \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_0)$.

В момент выключения связи при t_1 происходит замена «старых» параметров РДМ на «новые» – матрицы M_1, C_1, K_1 , формируемые при t_1 и соответствующие прямой cd на рис. 1а. Этот переход сопровождается обязательной сменой начальных условий: $Y_0 = Y(t_1), \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_1)$, которые формируются из уравнений реакции системы в конце предыдущего интервала времени при $t = t_1$.

Согласно линейной модели упруговязкого сопротивления, уравнение движения и начальные условия динамической задачи на интервале $t \in [t_0, t_1]$ имеют вид:

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

$$Y_0 = Y(t_0), \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_0), \quad (2)$$

где $M = \text{diag}(m_1, \dots, m_n), C = C^T, K = K^T \in M_n(\mathbf{R}); Y(t)$ – вектор перемещений; $f(t) = Q + P(t)$ – вектор

внешней нагрузки. Здесь векторы $Q = KY_{st}, P(t)$ представляют статическую и динамическую составляющие нагрузки, Y_{st} – вектор статических перемещений.

Начальный этап: колебание неповрежденной системы ($t \in [t_0, t_1]$)

В общем случае динамической задачи, представленной уравнением (1) и начальными условиями (2), уравнения реакции ДДС на интервале $t \in [t_0, t_1]$ при действии $f(t) = Q + P(t)$, согласно [41], имеют вид:

$$\begin{cases} Y(t) = 2\text{Re} \{X(t)\} + Y_{st}, \\ \dot{Y}(t) = 2\text{Re} \{SX(t)\}, \\ \ddot{Y}(t) = 2\text{Re} \{S^2X(t)\} + M^{-1}P(t), \end{cases} \quad (3)$$

где

$$\begin{cases} X(t) = X^0(t-t_0) + Z^P(t-t_0), \\ X^0(t-t_0) = \Phi(t-t_0)U^{-1}M[-\bar{S}(Y_0 - Y_{st}) + \dot{Y}_0], \\ Y_{st} = KQ^{-1}, Z^P(t-t_0) = U^{-1} \int_{t_0}^t \Phi(t-\tau)^T P(\tau) d\tau. \end{cases} \quad (4)$$

Здесь матрица внутренних динамических характеристик системы $S \in M_n(\mathbf{C})$ удовлетворяет уравнению движения собственных форм колебаний (или матричному квадратному уравнению – МКУ):

$$MS^2 + CS + K = 0. \quad (5)$$

Для упругой ДДС с малой диссипацией решение (5) представляется в виде комплексно-сопряженных корней [43]:

$$S = M^{-1}(-C + V + U) / 2,$$

$$\bar{S} = M^{-1}(-C + V - U) / 2,$$

где $V = -V^T, U = U^T (V, iU \in M_n(\mathbf{R}))$.

Матричные корни S, \bar{S} обеспечивают построение фундаментальных решений однородного обыкновенного дифференциального уравнения (ОДУ), которое вытекает из неоднородного ОДУ (1), и связаны с фундаментальной матрицей $\Phi(t)$ соотношением $\Phi(t) = eSt$.

Момент разрушения связи (при t_1)

В этот момент происходит структурная перестройка расчетной модели, которая с позиции математического моделирования задачи требует проведения корректировки параметров расчета. Полагая, что процесс деградации конструктивного элемента происходит мгновенно (напр., при взрыве), рассматривается сразу последующий эффект, вызванный процедурой мгновенного удаления несущего элемента (напр., колонны). Тогда при $t = t_1$ будем иметь следующие параметры расчета.

Внешние динамические параметры системы (матрицы M, C, K) заменяются на новые величины (матрицы M_1, C_1, K_1 ; технические вопросы реализации, связанные с построением «новых» матриц, в настоящей статье не обсуждаются).

При этих параметрах из решения МКУ (5) вычисляются внутренние динамические характеристики (матричные корни S_1, \bar{S}_1), обуславливающие переход конструкции в состояние поврежденной РДМ.

Векторы начальных условий (начальные перемещения и начальные скорости) примут вид

$$Y_0 = Y(t_1), \dot{Y}_0 = \dot{Y}(t_1), \quad (6)$$

где правые части начальных условий получены из уравнений (3), (4) в конце интервала времени $t \in [t_0, t_1]$.

Кроме того, в данный момент времени проводится смена индексов: в уравнениях реакции при свободных и вынужденных колебаниях заменяется t_0 на t_1 .

Новый этап: колебание поврежденной системы ($t \geq t_1$)

После корректировки параметров РДМ конструкции система разрешающих уравнений движения примет вид, сходный по форме с уравнениями реакции (3), (4) ($t \geq t_1$):

$$\begin{cases} Y(t) = 2\text{Re}\{X(t)\} + Y_{st}(t_1), \quad \dot{Y}(t) = 2\text{Re}\{S_1 X(t)\}, \\ \ddot{Y}(t) = 2\text{Re}\{S_1^2 X(t)\} + M_1^{-1}P(t), \quad X(t) = X_1^0(t-t_1) + Z_1^P(t-t_1), \end{cases} \quad (7)$$

$$\text{где } \begin{cases} X_1^0(t-t_0) = \Phi_1(t-t_0)U_1^{-1}M_1[-\bar{S}_1(Y_0(t_1) - Y_{st}(t_1)) + \dot{Y}_0(t_1)], \\ Y_{st}(t_1) = K_1^{-1}Q, \quad Z_1^P(t-t_1) = U_1^{-1} \int_{t_1}^t \Phi(t-\tau)^T P(\tau) d\tau. \end{cases} \quad (8)$$

Элементы вектора $Y_{st}(t_1)$ по аналогии с (4) определяют статические перемещения расчетной модели поврежденной конструкции. В качестве начальных условий (6) Y_0, \dot{Y}_0 принимаются значения векторов перемещений и скоростей (3), (4) в конце интервала времени $[t_0, t_1]$.

В уравнениях (8) выполнены замены t_0 на t_1 в матричной функции $\Phi_1(t-t_1)$, принадлежащей реакции при свободных колебаниях $X_1^0(t-t_1)$, и нижнем пределе интеграла реакции при вынужденных колебаниях $Z_1^P(t-t_1)$.

Динамическая реакция в форме (7), (8) обеспечивает замкнутое (точное) решение дифференциального уравнения движения поврежденной системы на интервале $t \in [t_1, t_2]$. Действительно, после подстановки (7), (8) в левую часть уравнения (1) (с новыми матрицами M_1, C_1, K_1) и последующей группировке слагаемых получаем ($t \geq t_1$):

$$M_1[2\text{Re}\{S_1^2 X(t)\} + M_1^{-1}P(t)] + 2C_1 \text{Re}\{S_1 X(t)\} + 2K_1[\text{Re}\{X(t)\} + Y_{st}(t_1)] = 2\text{Re}\{[M_1 S_1^2 + C_1 S_1 + K_1] X(t)\} + P(t) + K_1 Y_{st}(t_1) = P(t) + Q = f(t).$$

Частный случай формирования уравнений реакции ДДС

Системы уравнений реакции (3), (4) и (7), (8) представлены для наиболее общей предпосылки задачи, когда РДМ конструкции до начала действия динамической нагрузки $P(t)$ (при $t = t_0$) находилась в состоянии движения. Рассмотрим частный случай уравнений реакции, когда РДМ конструкции до начала действия динамической нагрузки $P(t)$ находилась в положении статического равновесия.

В этом случае векторы начальных условий запишутся так:

$$Y_0 = Y_{st}, \dot{Y}_0 = 0, \quad (6a)$$

Поскольку при $t = t_0$ РДМ конструкции находится в состоянии покоя, то в силу (6a) вектор-функция (4) $X^0(t-t_0) = 0$. Тогда из уравнений (3), (4) получим:

$$\begin{cases} Y(t) = 2\text{Re}\{X(t)\} + Y_{st}, \\ \dot{Y}(t) = 2\text{Re}\{S X(t)\}, \\ \ddot{Y}(t) = 2\text{Re}\{S^2 X(t)\} + M^{-1}P(t), \end{cases} \quad (3a)$$

$$\begin{cases} X(t) = Z^P(t-t_0), \quad Y_{st} = KQ^{-1}, \\ Z^P(t-t_0) = U^{-1} \int_{t_0}^t \Phi(t-\tau)^T P(\tau) d\tau. \end{cases} \quad (4a)$$

Системы уравнений реакции после разрушения связи (при $t \geq t_1$) в структурном отношении будут иметь вид, совпадающий с уравнениями (7), (8).

Результаты, анализ

Рассматриваются вынужденные колебания 3-этажного промышленного каркаса (рис. 2) под действием нагрузки от взрыва. Параметры расчетной динамической модели каркаса приведены в работе [43]. Матрица затухания C принята в соответствии с моделью непропорционального демпфирования

$$C = (KT + TK)/2,$$

где K, M – матрицы жесткости и масс РДМ каркаса; $T = \gamma \sqrt{MK_d^{-1}} = \text{diag}(\Delta t_1, \dots, \Delta t_n)$, K_d – диагональная матрица, составленная из диагональных элементов матрицы K ; $\gamma = 0,1$ – коэффициент потерь.

Координаты центра жесткости O_1 1-го этажа каркаса $a_1 = b_1 = l / 18$ ($l = 6$ м). Закон воздействия соответствует синусоидальному импульсу $F(t) = \sin(\pi t / t_a) F_0$, где $t_a = 1,5$ с – время действия импульса.

Несущая способность колонны сечением $b \times h = 40 \times 40$ см, заармированной 4Ø16 мм ($A_s = 4,02 \text{ см}^2$), определялась как для косога внецентренно сжатого железобетонного элемента, исходя из класса бетона В20 ($R_{bn} = 15$ МПа), класса арматуры А400 ($R_{bn} = 400$ МПа) с учетом характеристик материалов при динамических воздействиях, которые определяли согласно [44].

Определение несущей способности колонны каркаса на действие импульса

Принимая полезную высоту сечения $h_0 = 35$ см, коэффициент

$$\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{428,8 \cdot 4,02}{17,55 \cdot 40 \cdot 35} = 0,07.$$

Исходя из предварительного статического расчета, при действии статических длительных нормативных нагрузок в угловой колонне каркаса

возникают усилия: продольная сила $N = 395,2$ кН, моменты $M'_x = 31,7$ кНм, $M'_y = 29,9$ кНм. Тогда коэффициент

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{395,2}{17,55 \cdot 40 \cdot 35} = 0,161.$$

Время конца упругой стадии определялось по формуле [44]:

$$t_e = 0,5 t_{e2} = 0,75 \text{ с},$$

где $t_{e2} = 1,5$ с – время импульсного воздействия (взрыва).

Скорость деформаций бетона

$$\varepsilon'_b = \frac{\varepsilon_{bR}}{t_e} = \frac{0,002}{0,75} = 0,002667 \frac{1}{\text{с}},$$

где $\varepsilon_{bR} = 0,002$ – предельные деформации бетона при центральном сжатии [45].

Тогда по табл. 3.1 [46] коэффициент повышения прочности бетона при динамических воздействиях равен $\gamma_{bv} = 1,17$.

Согласно [45], предельные деформации арматуры определяются по формуле

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_{sn}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002, \tag{9}$$

где E_s – модуль упругости арматурной стали, МПа.

Отсюда скорость деформации арматуры [44]

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{s,el}}{t_e} = \frac{0,002}{0,75} = 0,002667 \frac{1}{\text{с}}.$$

Исходя из этого значения, по табл. 3.3 [44] коэффициент повышения прочности арматуры при динамических воздействиях равен $\gamma_{sv} = 1,072$.

В результате определяются характеристики материалов:

бетон $R_{bd} = \gamma_{bv} R_{bn} = 15 \cdot 1,17 = 17,55$ МПа,
 $R_{bt,d} = R_{btn} = 1,35$ МПа;

арматура $R_{sd} = \gamma_{sv} R_{sn} = 1,072 \cdot 400 = 428,8$ МПа, $R_{sc,d} = R_{sn} = 400$ МПа.

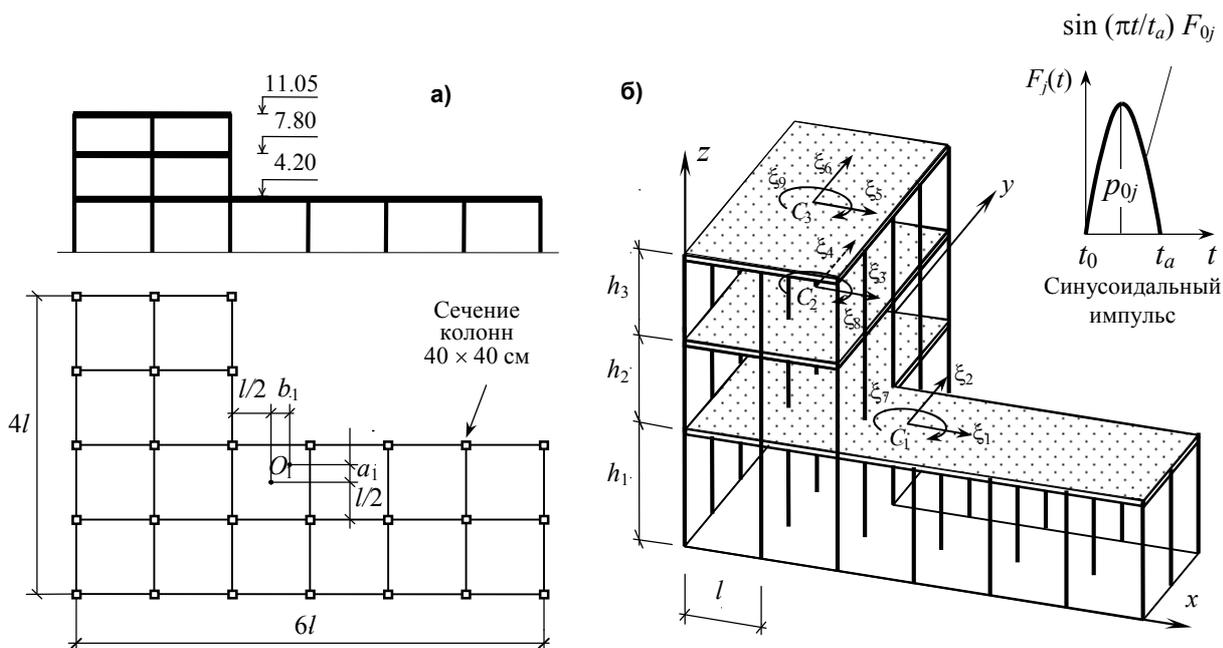


Рис. 2. Расчетная модель 3-этажного железобетонного каркаса:
а – конструктивная схема здания; б – расчетная динамическая модель

Для колонны, жестко связанной с перекрытием, максимальный момент, возникающий в ней от действия горизонтальной равномерно распределенной динамической нагрузки, составляет $M = ql^2/12$, действуя в уровне перекрытий. Соответствующие составляющие этого момента в зависимости от угла приложения нагрузки q к главной оси сечения колонны α :

$$M_x = ql^2 \cdot \cos(\alpha) / 12, M_y = ql^2 \cdot \sin(\alpha) / 12. \quad (10)$$

Поскольку $a'_s = 5 \text{ см} < 0,15h_0 = 5,25 \text{ см}$, то, исходя из значений α_s и α_n , предельное значение коэффициента $\alpha_m = 0,12$.

Тогда предельный момент, воспринимаемый сечением, при его действии вдоль сторон сечения

$$M^0 = \alpha_m R_b b h_0^2 = 103,2 \text{ кНм}.$$

С учетом того, что сечение квадратное, $M_x^0 = M_y^0 = M^0 = 103,2 \text{ кНм}$.

Поскольку колонна находится в условиях косого внецентренного сжатия, требуется учет совместного действия моментов, для этого используется известная формула норм [46]:

$$\left(\frac{M_x + M'_x}{M_x^0}\right)^k + \left(\frac{M_y + M'_y}{M_y^0}\right)^k \leq 1,$$

в которой M_x, M_y – моменты от внешней динамической нагрузки q относительно центра тяжести сечения в плоскостях симметрии x и y ; показатель степени k , при $\alpha_n = 0,161 < 0,4$, определяется по формуле [46]:

$$k = \frac{3,44 - 0,023\alpha_s}{0,254 + \alpha_s} (0,4 - \alpha_n)^2 + k_0 = 2,02,$$

$$k_0 = \frac{0,275 + \alpha_s}{0,16 + \alpha_s} = 1,407.$$

Для дальнейших расчетов $k = 1,6$ [46].

Зафиксировав угол приложения нагрузки q величиной $\alpha = 88^\circ$ и решая уравнение (10) относительно q , предварительно подставив в него вычисленные ранее значения и (9), получаем значение равномерно распределенной нагрузки при $l = 4,2 \text{ м}$, $q = 45,82 \text{ кН/м}$. Разрушающая нагрузка на угловую колонну 1-го этажа составляет $F_0 = ql = 192,5 \text{ кН}$.

Взрыв происходит в точке O на расстоянии $C_1 = 30 \text{ м}$ от ЦТ 1-го этажа каркаса (рис. 3). Амплитудная составляющая вектора нагрузки имеет вид:

$$F_0 = [F_{x1}, F_{y1}, F_{x2}, F_{y2}, F_{x3}, F_{y3}, M_1, 0, 0]^T,$$

где $F_{x1} = F_0 \cdot \cos \alpha$, $F_{x2} = F_{x3} = \frac{1}{2} F_0 \cdot \cos \beta$,

$$F_{y1} = F_0 \cdot \sin \alpha, F_{y2} = F_{y3} = \frac{1}{2} F_0 \cdot \sin \beta,$$

$$M_1 = F_0 \cdot (a_1 \cdot \sin \alpha - b_1 \cdot \cos \alpha).$$

Проведен анализ колебаний базовой модели (БМ) каркаса и его поврежденных моделей для двух вариантов разрушения колонн 1-го этажа: угловой колонны A (ПМ-1) и рядом стоящей колонны B (ПМ-2) (см. рис. 3) при действии нагрузки $F_0 = 193 \text{ кН}$. На рис. 4 приведены осциллограммы перемещений центров тяжести перекрытий первого этажа БМ (черный цвет), ПМ-1 (красный цвет) и ПМ-2 (синий цвет) вдоль оси y .

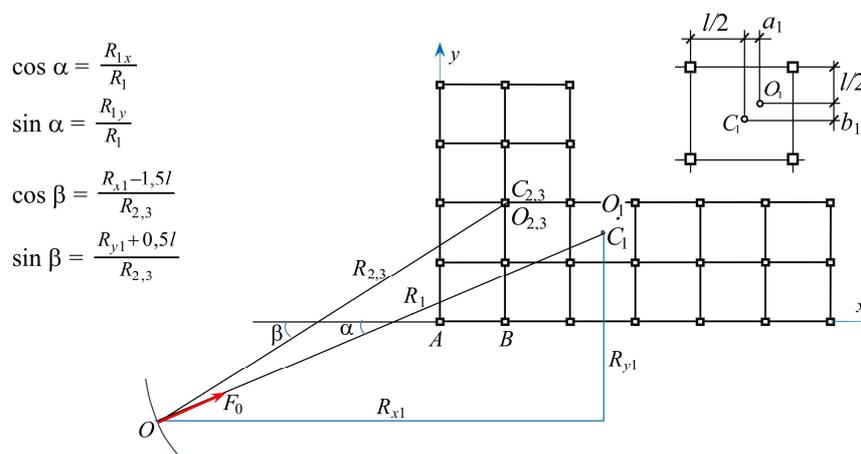


Рис. 3. Схема нагрузок в узлах каркаса

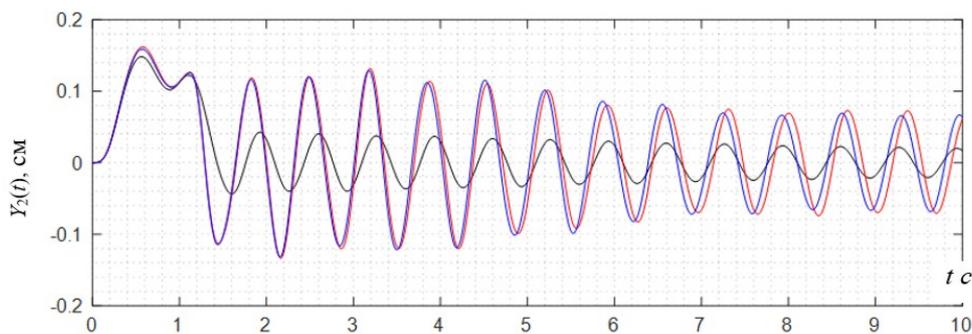


Рис. 4. Осциллограмма перемещений центров тяжести 1-го этажа вдоль оси y

Для осциллограммы ускорений ЦТ перекрытий 1-го этажа (рис. 5а, б) при $t = t_1$ показан скачок в момент внезапного разрушения колонны при $t_1 = 0,75t_a = 1,125$ с. Величина скачка согласуется с теоретическим результатом [41]:

$$\Delta \ddot{Y}(t_1) = 13,421 \text{ см/с}^2.$$

На рис. 6а в расчетных моделях каркаса БМ, ПМ-1 и ПМ-2 изображены пространственные графики поверхностей нормальных напряжений,

осредненных по сечению напряжений в наиболее нагруженной колонне каркаса. Поверхности построены в зависимости от изменения параметров нагрузки: угла наклона α амплитудной составляющей F_0 к горизонтали и длины импульса t_a . При построении графиков учитывались напряжения от статических нагрузок. На плоских графиках (рис. 6б, в) представлены ортогональные проекции нормальных напряжений при максимальном значении σ_x .

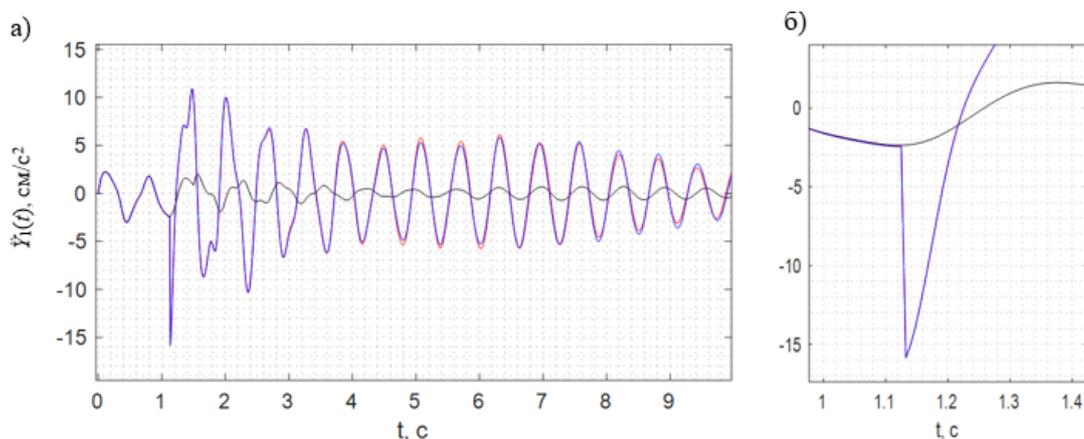


Рис. 5: а – осциллограмма ускорений центров тяжести 1-го этажа вдоль оси x ; б – фрагмент: скачок в момент разрушения угловой колонны при $t = t_1$

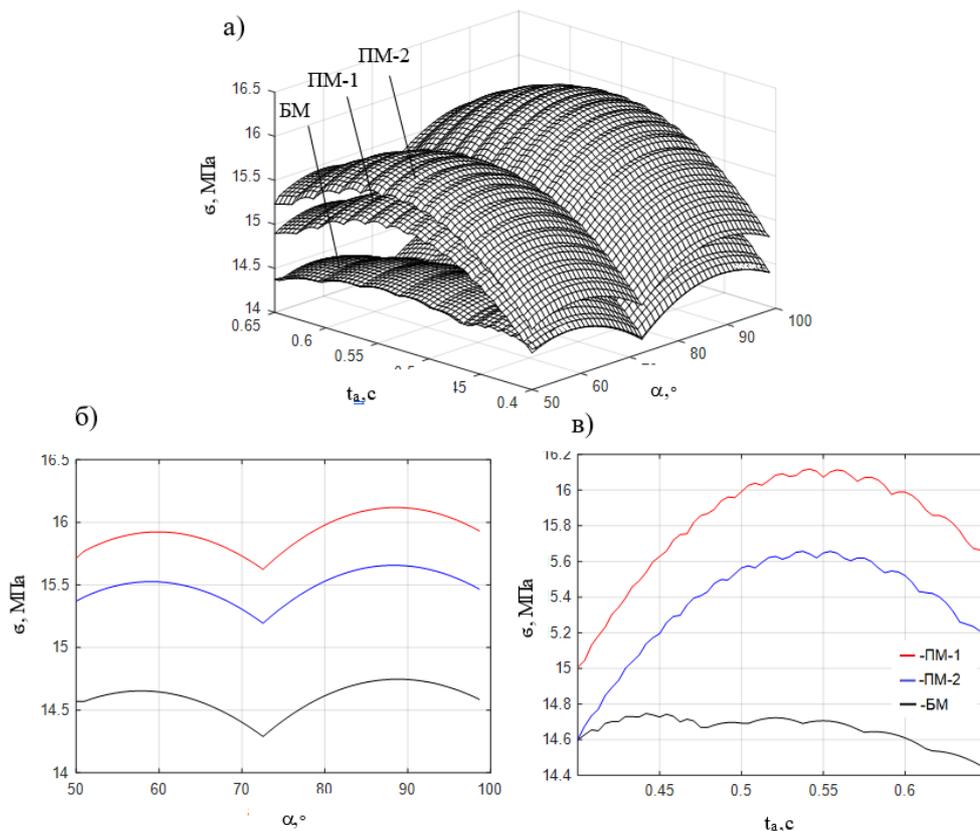


Рис. 6: а – поверхности максимальных нормальных напряжений в наиболее нагруженной колонне 3-этажного железобетонного каркаса; б – нормальное сечение по точке с наибольшими напряжениями по углу действия нагрузки; в – нормальное сечение по точке с наибольшими напряжениями по времени действия нагрузки

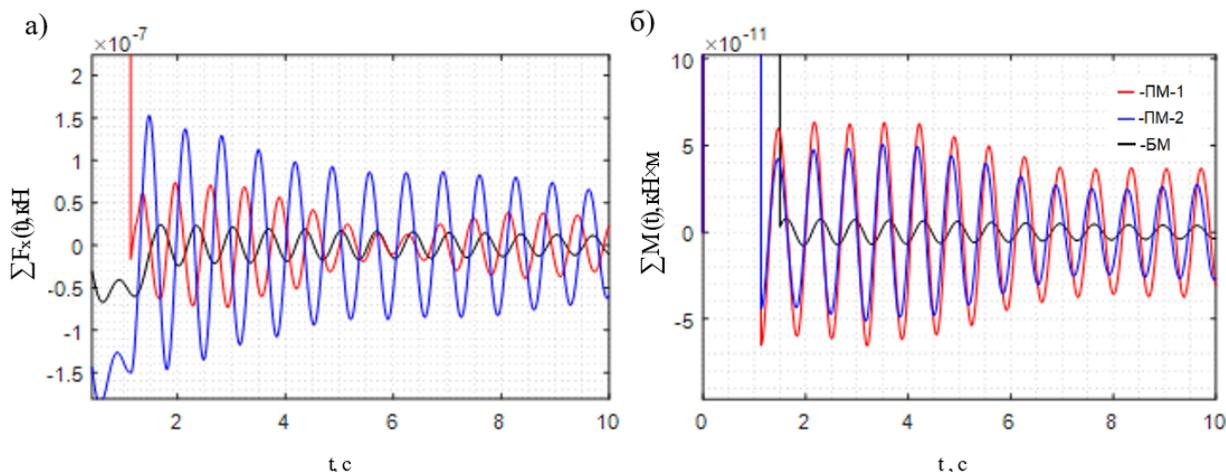


Рис. 7: а – осциллограмма суммарных сил, действующих в центре тяжести перекрытия 1-го этажа; б – осциллограмма суммарных моментов, действующих в центре тяжести перекрытия 1-го этажа

Заключение, выводы

Разработан аналитический метод расчёта дискретных диссипативных систем с выключающимися (разрушающимися) конструктивными элементами (или связями) от действия внешней нагрузки. В рамках теории временного анализа построены математические модели колебаний, позволяющие учитывать динамические параметры поврежденной системы до и после разрушения связи. В процессе движения РДМ конструкции, представляющей собой конструктивно нелинейную систему, в момент разрушения связи выполняется процедура замены «старых» динамических параметров модели на «новые». Одновременно с этим происходит смена начальных условий, обеспечивающая непрерывность колебательного процесса.

Численная реализация задачи для модели 3-этажного железобетонного каркаса, проведенная на отрезке времени $t = 10$ с, подтвердила высокую точность проводимого временного анализа (рис. 7). Невязка дифференциального уравнения движения (1) на интервале реагирования модели после повреждения не превышает величины $\varepsilon \leq 1,5 \cdot 10^{-7}$ кН.

Приведенные результаты анализа колебаний поврежденной модели каркаса, включая графики поверхностей максимальных напряжений, свидетельствуют о высокой эффективности метода. Открывается возможность детального изучения поведения строительных конструкций в экстремальных условиях отказа несущих элементов, а также возможность более углубленной разработки методов живучести конструкций и получения надежных оценок по повышению их сопротивляемости к разрушению.

Список литературы

1. ФЗ № 384 Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. М., 2009. 33 с.
2. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2015. 16 с.
3. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. М.: Стандартинформ, 2011. 22 с.
4. МДС 20-2.2008. Временные рекомендации по обеспечению безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях. М., 2008. 16 с.
5. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия. Москва: Стандартинформ, 2017. 28 с.
6. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Москва: Стандартинформ, 2018. 95с.
7. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. М.: Правительство Москвы. Москомархитектура, 2006. 33 с.
8. Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. М.: Стройиздат, 1976. 229 с.
9. Гениев Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов // Бетон и железобетон. 1992. № 9 (450). С. 25–27.
10. Перельмутер А.В., Крикунов Э.З., Мосина Н.В. Реализация расчёта монолитных жилых зданий на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение в среде вычислительного комплекса «SCAD Office» // Инженерно-строительный журнал. 2009. № 2. С. 13–18.

11. Галиуллин Р.Р., Изотов В.С., Нуриева Д.М. Численные исследования динамических характеристик зданий с железобетонным каркасом // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2011. №2(16). С. 81–85.
12. Лестюхина Ю.В. Анализ методов расчета прогрессирующего разрушения зданий, основываясь на русскую и зарубежную литературу // Вестник науки. 2020. № 7 (28). С. 84–89.
13. Талантов И.С. Комбинированный спектрально-численный подход к решению задачи на внезапное удаление элементов на примере стального структурного покрытия. Часть 2 // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2015. № 4 (45) С. 136–142.
14. Колчунов В.И., Туен В.Н., Нижегородов Д.И. Динамический отклик конструктивной системы здания с конечным числом степеней свободы при особом воздействии // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16, № 10. С. 1337–1345. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.10.1337-1345
15. EN 1991-1-7 (2006). Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-7: General actions - Accidental actions. The European Union Per Regulation, 2006. 69 p.
16. GSA Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and major Modernization Projects. Washington, 2016. 125 p.
17. UFC 4-023-03. Design Of Buildings To Resist Progressive Collapse, With Change 3. Approved for public release, 2016. 245 p.
18. El-Tawil S., Li H. Progressive Collapse Research: Current State and Future Needs // Advanced Materials Research. 2013. Vol. 639. P. 3–12. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.639-640.3
19. Fu F. Dynamic response and robustness of tall buildings under blast loading // Journal of Constructional Steel Research. 2013. Vol.80. P. 299-307. DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.10.001
20. Zhang Ch., Gholipour G., Mousavi A. Nonlinear dynamic behavior of simply-supported RC beams subjected to combined impact-blast loading // Engineering Structures. 2019. Vol. 181. P. 124–142. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.12.014
21. Progressive Collapse Mechanism Analysis of RC Frame Structure Based on Energy Arithmetic / Z. Qiang, L. Yaozhuang, X. Zhisheng, Y. Wenjiao // International Journal of Simulation: Systems, Science & Technology. 2016. 17(38). P. 5.1–5.6. DOI: 10.5013/IJSSST.a.17.38.05
22. Progressive Collapse Resistance Demand of Reinforced Concrete Frames Under Catenary Mechanism / Yi L., Xinzheng L., Hong G., Lieping Y. // ACI Structural Journal. 2014. Vol. 111(5). P. 1225-1234. DOI: 10.14359/51686809
23. Ruth P., Marchand K.A., Williamson E.B. Static equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity // Journal of Performance of Constructed Facilities. 2006. 20(4). P. 349–364. DOI: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(349)
24. Ciman L., Freddi F., Tondini N. A retrofit method to mitigate progressive collapse in steel structures // Special Issue: EUROSTEEL 2021 Sheffield — Steel's coming home. 2021. Vol. 4. P. 1246–1254. DOI: 10.1002/cepa.1418
25. Elkholy S., El-Ariss B. Improving the robustness of reinforced concrete framed structures under sudden column losses // International Journal of Protective Structures. 2016. Vol. 7, № 2. P. 282–300. DOI: 10.1177/2041419616649103
26. Shana L., Petroneb F., Kunnathc S. Robustness of RC buildings to progressive collapse: influence of building height // Engineering Structures. 2019. Vol. 183(9). P. 690–701. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.01.052
27. Kim T., Kim J., Park J. Investigation of progressive collapse-resisting capability of steel moment frames using push-down analysis // Journal of Performance of Constructed Facilities. 2009. Vol. 23, № 5. P. 327–335. DOI: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2009)23:5(327)
28. Numerical investigation of progressive collapse resistance of reinforced concrete frames subject to column removals from different stories / L.Yi, L. Xinzheng, G. Hong, R. Peiqi // Advances in Structural Engineering. 2016. Vol. 19(2). DOI: 10.1177/1369433215624515
29. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario / L. Xinzheng, L. Kaiqi, L. Yi, H. Hong Guan, P. Ren, Y. Zhou // Engineering Structures. 2017. Vol. 149. P. 91–103. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.07.039
30. Dusenberry D., Hamburger R. Practical means for energy-based analyses of disproportionate collapse potential // Journal of Performance of Constructed Facilities. ASCE. 2006. Vol. 20, № 4. P. 336–348. DOI:10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(336)
31. Progressive collapse mechanisms of brittle and ductile framed structures / E. Masoero, F.K. Wittel, H.J. Herrmann, B.M. Chiaia // Journal of Engineering Mechanics. 2010. Vol. 136(8). P. 987–995. DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000143
32. Macromodel-based simulation of progressive collapse: steel frame structures / K. Khandelwal, S. El-Tawil, S.K. Kunnath, H.S. Lew // Journal of Structural Engineering. 2008. Vol. 134(7). P. 1070–1078. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:7(1070)

33. Khandelwal K., El-Tawil S. Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections. *Journal of Structural Engineering*. 2007. Vol. 133(5). P. 646–655. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:5(646)
34. Beshara F.B.A. Modelling of blast loading on aboveground structures. 1. General phenomenology and external blast // *Computers & Structures*. 1994. Vol. 51(5). P. 585–596. DOI: 10.1016/0045-7949(94)90066-3
35. Experimental and numerical investigation of dynamic progressive collapse of reinforced concrete beam-column assemblies under a middle-column removal scenario / Z. Zidong, Y. Liu, L. Yi, H. Guan, Z. Yang, P. Ren, Y. Xiao // *Structures*. 2022. Vol. 38. P. 979–992. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.02.050
36. Shan L. Progressive collapse simulation of multi-story reinforced concrete buildings // PhD Thesis University of California at Davis, 2017
37. Progressive collapse design optimization of RC frame structures using high-performance computing / L. Kaiqi, W. Zewei, Z. Yaqiong, Z. Junhao, L. Yi, L. Xinzheng // *Structures*. 2023. Vol. 50(3). P. 823–834. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.02.085
38. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures / L. Yi, L. Xinzheng, G. Hong, Y. Lieping // *Engineering Structures*. 2011. Vol. 33(10). P. 2931–2942. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.06.017
39. Petrone F., Shan L., Kunnath S.K. Modeling of RC frame buildings for progressive collapse analysis // *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2016. Vol. 10, No. 1. P. 1–13. DOI: 10.1007/s40069-016-0126-y
40. Еремеев П.Г. Предотвращение лавинообразного (прогрессирующего) обрушения несущих конструкций уникальных большепролетных сооружений при аварийных воздействиях // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2006. № 2(204). С. 65–72.
41. Потапов А.Н. Временной анализ диссипативных конструкций с выключающимися связями // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2017. № 5(274). С. 37–47.
42. Potapov A.N. Temporal analysis of dissipative constructions with disconnecting links // *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 451. P. 012043. DOI: 10.1088/1757-899X/451/1/012043
43. Потапов А.Н. Динамический анализ дискретных диссипативных систем при нестационарных воздействиях. Челябинск: Изд-во ЮУрГУ, 2003. 167 с.
44. Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З. Проектирование зданий и сооружений при аварийных воздействиях. Учебное пособие. М.: Изд-во АСВ, 2007. 152 с.
45. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Стандартинформ, 2018. 162 с.
46. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры. Методическое пособие к СП 63.13330 «Бетонные и железобетонные конструкции». М., 2015. 294 с.

References

1. FZ №384 *Tekhnicheskij reglament o bezopasnosti zdaniy i sooruzheniy*. [Federal Law No. 384 Technical Regulations on the safety of buildings and structures]. Moscow, 2009. 33 p. (in Russ.)
2. GOST 27751-2014. *Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy i osnovaniy*. [GOST 27751-2014 Reliability of building structures and foundations]. Moscow: Standartinform 2015. 16 p. (in Russ.)
3. GOST R 54257-2010. *Nadezhnost' stroitel'nykh konstruksiy i osnovaniy*. [GOST R 54257-2010. Reliability of building structures and foundations]. Moscow: Standartinform Publ., 2011. 22 p. (in Russ.)
4. MDS 20-2.2008. *Vremennye rekomendatsii po obespecheniyu bezopasnosti bol'sheproletnykh sooruzheniy ot lavinoobraznogo (progressiruyushchego) obrusheniya pri avariynykh vozdeystviyakh*. [MDS 20-2.2008. Temporary recommendations on ensuring the safety of large-span structures from avalanche-like (progressive) collapse during emergency impacts]. Moscow, 2008. 16 p. (in Russ.)
5. SP 296.1325800.2017. *Zdaniya i sooruzheniya. Osobyje vozdeystviya*. [Set of Rules 296.1325800.2017. Buildings and structures. Accidental actions.]. Moscow: Standartinform Publ., 2017. 28 p. (in Russ.)
6. SP 20.13330.2016. *Nagruzki i vozdeystviya*. [Set of Rules 20.13330.2016. Loads and impacts]. Moscow: Standartinform Publ., 2018. 95 p. (in Russ.)
7. *Rekomendacii po zashchite vysotnyh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya* [Recommendations for the protection of high-rise buildings from progressive collapse.]. Moscow: The Government of Moscow, Mosko-marchitecture, 2006. 33 p. (in Russ.)
8. Aizenberg G. M. *Sooruzheniya s vyklyuchayushchimisya svyaziyami dlya seysmicheskikh rayonov*. [Structures with switching-off connections for seismic areas]. Moscow: Stroyizdat Publ., 1976. 229 p. (in Russ.)
9. Genitev G.A. [Evaluation of dynamic effects in rod systems made of brittle materials]. *Beton i zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 1992;9:25–27 (in Russ.)
10. Perel'muter A.V., Kriskunov E.Z., Mosina N.V. [Implementation of calculation of monolithic residential buildings for progressive (avalanche-like) collapse in the environment of the computing complex “SCAD Office”]. *Magazine of Civil Engineering*. 2009;2(4):13–18 (in Russ.)

11. Galiullin R.R., Izotov V.S., Nurieva D.M. Numerical researches of dynamic characteristics of buildings with the ferro-concrete skeleton. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2011;2(16):81–85 (in Russ.).
12. Lestyuhina Yu.V. [Analysis of methods for calculating progressive destruction of buildings based on Russian and foreign literature]. *Vestnik nauki*. 2020;7(28):84–89. (in Russ.).
13. Talantov I.S. Multimodal spectrum-numerical approach to problem of sudden element deletion on the example of steel space grid structures. Part 2. Proceedings of Petersburg Transport University. 2015;4(45):136–142. (in Russ.).
14. Kolchunov V.I., Tuyen Vu.N., Nizhegorodov D.I. Dynamic response of the building construction system with a finite degree of freedom under a special action. *Vestnik MGSU*. 2021;16(10):1337–1345. (in Russ.). DOI: 10.22227/1997-0935.2021.10.1337-1345
15. EN 1991-1-7 (2006) *Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–7: General actions – Accidental actions*. The European Union Per Regulation, 2006. 69 p.
16. *GSA Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and major Modernization Projects*. Washington, 2016. 125 p.
17. UFC 4-023-03. *Design Of Buildings To Resist Progressive Collapse, With Change 3*. Approved for public release, 2016. 245 p.
18. El-Tawil S., Li H. Progressive collapse research: current state and future needs. *Advanced Materials Research*. 2013;639:3–12. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.639-640.3
19. Fu F. Dynamic response and robustness of tall buildings under blast loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 2013;80:299–307. DOI: 10.1016/j.jcsr.2012.10.001
20. Zhang Ch., Gholipour G., Mousavi A. Nonlinear dynamic behavior of simply-supported RC beams subjected to combined impact-blast loading. *Engineering Structures*. 2019;181:124–142. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.12.014
21. Qiang Z., Yaozhuang L., Zhisheng X., Wenjiao Y. Progressive collapse mechanism analysis of rc frame structure based on energy arithmetic. *International Journal of Simulation: Systems, Science & Technology*. 2016;17(38):5.1–5.6. DOI: 10.5013/IJSSST.a.17.38.05
22. Yi L., Xinzheng L., Hong G., Lieping Y. Progressive collapse resistance demand of reinforced concrete frames under catenary mechanism. *ACI Structural Journal*. 2014;111(5):1225–1234. DOI: 10.14359/51686809
23. Ruth P., Marchand K.A., Williamson E.B. Static equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2006;20(4):349–364. DOI: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(349)
24. Ciman L., Freddi F., Tondini N. A retrofit method to mitigate progressive collapse in steel structures. *Special Issue: EUROSTEEL 2021 Sheffield – Steel's coming home*. 2021;4:1246–1254. DOI: 10.1002/cepa.1418
25. Elkholy S., El-Ariss B. Improving the robustness of reinforced concrete framed structures under sudden column losses. *International Journal of Protective Structures*. 2016;7(2):282–300. DOI: 10.1177/2041419616649103
26. Shana L., Petroneb F., Kunnathc S. Robustness of RC buildings to progressive collapse: influence of building height. *Engineering Structures*. 2019;183(9):690–701. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.01.052
27. Kim T., Kim J., Park J. Investigation of progressive collapse-resisting capability of steel moment frames using push-down analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 2009;23(5):327–335. DOI: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2009)23:5(327)
28. Yi L., Xinzheng L., Hong G., Peiqi R. Numerical investigation of progressive collapse resistance of reinforced concrete frames subject to column removals from different stories. *Advances in Structural Engineering*. 2016;19(2). DOI: 10.1177/1369433215624515
29. Xinzheng L., Kaiqi L., Yi L., Hong Guan H., Ren P., Zhou Y. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario. *Engineering Structures*. 2017;149:91–103. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.07.039
30. Dusenberry D., Hamburger R. Practical means for energy-based analyses of disproportionate col-lapse potential. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. ASCE. 2006;20(4):336–348. DOI: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2006)20:4(336)
31. Masoero E., Wittel F.K., Herrmann H.J., Chiaia B.M. Progressive collapse mechanisms of brittle and ductile framed structures. *Journal of Engineering Mechanics*. 2010;136(8):987–995. DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000143
32. Khandelwal K., El-Tawil S., Kunnath S.K., Lew H. S. Macromodel-based simulation of progressive collapse: steel frame structures. *Journal of Structural Engineering*. 2008;134(7):1070–1078. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:7(1070)
33. Khandelwal K., El-Tawil S. Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections. *Journal of Structural Engineering*. 2007;133(5):646–655. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:5(646)
34. Beshara F.B.A. Modelling of blast loading on aboveground structures. 1. General phenomenology and external blast. *Computers & Structures*. 1994;51(5):585–596. DOI: 10.1016/0045-7949(94)90066-3

35. Zidong Z., Liu Y., Yi L., Guan H., Yang Z., Ren P., Xiao Y. Experimental and numerical investigation of dynamic progressive collapse of reinforced concrete beam-column assemblies under a middle-column removal scenario. *Structures*. 2022;38:979–992. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.02.050
36. Shan L. *Progressive collapse simulation of multi-story reinforced concrete buildings*. PhD Thesis University of California at Davis, 2017.
37. Kaiqi L., Zewei W., Yaqiong Z., Junhao Z., Yi L., Xinzheng L. Progressive collapse design optimization of RC frame structures using high-performance computing. *Structures*. 2023;50(3):823–834. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.02.085
38. Yi L., Xinzheng L., Hong G., Lieping Y. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. *Engineering Structures*. 2011;33(10):2931–2942. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.06.017
39. Petropoulos F., Shan L., Kunnath S.K. Modeling of RC frame buildings for progressive collapse analysis. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 2016;10(1):1–13. DOI: 10.1007/s40069-016-0126-y
40. Eremeev P.G. [Prevention of avalanche-like (progressive) collapse of load-bearing structures of unique large-span structures during emergency impacts]. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2006;2(204):65–72. (In Russ.)
41. Potapov A.N. [Time analysis of dissipative constructions with switching connections. Construction mechanics and calculation of structures]. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2017;5(274):37–47. (In Russ.)
42. Potapov A.N. Temporal analysis of dissipative constructions with disconnecting links. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2018;451:012043. DOI: 10.1088/1757-899X/451/1/012043
43. Potapov A.N. *Dinamicheskij analiz diskretnyh dissipativnyh sistem pri nestacionarnykh vozdeystviyah*. [Dynamic analysis of discrete dissipative systems under nonstationary impacts]. Chelyabinsk: South Ural St. Univ. Publ., 2003. 167 p. (In Russ.)
44. Rastorguev B.S., Plotnikov A.I., Khusnutdinov D.Z. *Proektirovanie zdaniy i sooruzheniy pri avariynykh vozdeystviyakh. Uchebnoe posobie*. [Design of buildings and structures under emergency impacts. Textbook]. Moscow: ASV Publ., 2007. 152 p. (In Russ.)
45. SP 63.13330.2018. *Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIIP 52-01-2003*. [Set of Rules 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Updated version of SNIIP 52-01-2003]. Moscow: Standartinform Publ., 2018. 162 p. (In Russ.)
46. *Raschet zhelezobetonnykh konstruksiy bez predvaritel'no napryazhennoy armatury. Metodicheskoe posobie k SP 63.13330 "Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii"*. [Calculation of reinforced concrete structures without prestressed reinforcement. Methodological guide to SP 63.13330 "Concrete and reinforced concrete structures"]. Moscow, 2015. 294 p. (In Russ.)

Информация об авторах:

Дербентцев Илья Сергеевич, кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и сооружения», Южно-Уральский государственный университет, Челябинск, Россия; derbentcevis@susu.ru

Потапов Александр Николаевич, доктор технических наук, профессор, профессор кафедры «Строительное производство и теория сооружений», Южно-Уральский государственный университет, Челябинск, Россия; potapov.alni@gmail.com

Созыкина Екатерина Сергеевна, студент кафедры «Строительные конструкции и сооружения», Южно-Уральский государственный университет, Челябинск, Россия; ekat-ss@yandex.ru

Information about the authors:

Ilya S. Derbentsev, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures and Constructions, South Ural State University, Chelyabinsk, Russia; derbentcevis@susu.ru

Alexander N. Potapov, Professor of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction Production and Theory of Structures, South Ural State University, Chelyabinsk, Russia; potapov.alni@gmail.com

Ekaterina S. Sozikina, Specialist's degree student of the Department of Building Structures and Constructions, South Ural State University, Chelyabinsk, Russia; ekat-ss@yandex.ru

Статья поступила в редакцию 15.09.2023, принята к публикации 25.09.2023.

The article was submitted 15.09.2023; approved after reviewing 25.09.2023.