

Т.А. МАЦЕЕВИЧ¹

¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет,
г. Москва, Россия

РЕЗЕРВ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЁТОМ ДЛИТЕЛЬНЫХ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ ФАКТОРОВ

Аннотация. Предложена расчётная методика оценки резервов несущей способности крупнопанельных зданий, учитывающая длительные эксплуатационные факторы (ползучесть, усадку, температурные деформации, коррозию, монтажные отклонения). Методика основана на пространственном моделировании в ПК «ЛИРА-САПР» и аналитической проверке контрольных элементов по прочности, трещиностойкости и деформативности. Для девятиэтажного панельного здания выполнены расчёты; для наиболее нагруженной стеновой панели получены главные сжимающие напряжения 7,72 МПа (коэффициент использования 0,53), для плиты перекрытия ПК 76.15-8 выявлен минимальный запас по верхней арматуре ($\eta \approx 1,0$) при значительном резерве по прогибу ($\eta_f = 0,035$). Установлено, что критические зоны формируются в верхних опорных участках плит и вертикальных стыках (усилия сдвига достигают 78 % от экспериментального предела). Результаты позволяют обоснованно назначать объём обследований и ремонтных мероприятий.

Ключевые слова: крупнопанельные здания, резерв прочности, стеновая панель, плита перекрытия, стык, ползучесть, численное моделирование, ЛИРА-САПР.

Для цитирования: Мацеевич Т.А. Резерв несущей способности крупнопанельных зданий с учётом длительных эксплуатационных факторов // Строительство и реконструкция. 2026. №4. С. 100-109. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-126-4-100-109. EDN: BOKJDE

© Мацеевич Т.А., 2026



Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the
Creative Commons NonCommercial license <https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>

Research Article

T.A. MATSEEVICH¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia**RESERVE BEARING CAPACITY OF LARGE-PANEL BUILDINGS
CONSIDERING LONG-TERM SERVICE FACTORS**

Abstract. A calculation method for assessing the bearing capacity reserves of large-panel buildings is proposed, considering long-term operational factors (creep, shrinkage, thermal deformations, corrosion, mounting deviations). The method is based on spatial modeling in the LIRA-SAPR software and analytical verification of control elements for strength, crack resistance and deformability. For a nine-story panel building, calculations are performed; for the most loaded wall panel, principal compressive stresses of 7.72 MPa are obtained (utilization factor 0.53); for the floor slab PK 76.15-8, a minimum margin in top reinforcement ($\eta \approx 1.0$) is identified with a significant reserve in deflection ($\eta_f = 0.035$). It is established that critical zones are formed in the upper support areas of slabs and vertical joints (shear forces reach 78 % of the experimental ultimate value). The results allow reasonable assignment of inspection scope and repair measures.

Keywords: large-panel buildings, strength reserve, wall panel, floor slab, joint, creep, numerical modeling, LIRA-SAPR.

For citation: Matseevich T.A. Reserve bearing capacity of large-panel buildings considering long-term service factors. *Building and Reconstruction*. 2026; 4: 100-109. DOI: 10.33979/2073-7416-2026-126-4-100-109. EDN: BOKJDE

Введение

Крупнопанельные здания, эксплуатируемые длительное время, составляют значительную часть жилого фонда России. Их конструктивная схема – пространственная система из стеновых панелей, плит перекрытий и соединительных элементов, работающих совместно. В процессе эксплуатации под влиянием нагрузок, температурно-влажностных воздействий, дефектов монтажа и старения материалов происходит изменение напряжённо-деформированного состояния (НДС), что может приводить к снижению несущей способности и необходимости продления срока службы.

Вопросам оценки прочности и долговечности крупнопанельных зданий посвящено значительное число работ. В исследовании [1] рассматриваются контактные и платформенные стыки, выявлено неравномерное распределение напряжений по глубине опорной зоны и зависимость предельных усилий от соотношения контактных и платформенных участков. В [2] на основе натурных наблюдений 26-этажного панельного дома установили максимальные сдвиговые усилия в Т-образных узлах (49 кН) и линейных стыках (24 кН), причём расхождение с расчётом не превысило 15 %, что подтвердило применимость моделей с упругоподатливыми элементами. В [3] исследовано влияние пустот в опорных зонах многпустотных плит на прочность платформенных стыков, показав, что при ширине шага 7,2 м и более снижение несущей способности может достигать 30 %, а конструктивное усиление (уменьшение диаметра пустот или их добетонирование) повышает коэффициент η до 0,9–1,0.

Работы по усилению повреждённых элементов представлены в [4], которые классифицируют трещины в панелях и плитах, предлагая для раскрытий до 1–1,5 мм заделку полимерцементным раствором, а для больших – установку металлических шпонок. В [5] на основе методов предельного равновесия и конечных элементов оценили устойчивость крупнопанельных зданий против прогрессирующего обрушения, показав, что предельные моменты перемычек после усиления сходятся с расчётом с погрешностью не более 1,5 %. В

[6] методом статистического моделирования исследовали надёжность горизонтальных монолитных стыков, установив, что наибольший вклад в несущую способность вносит прочность бетона стены, затем – бетона замоноличивания, а геометрические отклонения оказывают меньшее влияние.

Влияние эксплуатационных факторов на изменение свойств бетона изучено в ряде публикаций. В [7] рассмотрели НДС горизонтальных стыков при длительном нагружении. В [8,9,10] рассмотрены вопросы оценки технического состояния и надёжности железобетонных конструкций зданий. В [11] предложен критерий оценки остаточной несущей способности железобетонных балок на основе прочности арматуры и бетона. В [12] рассмотрены рациональные схемы контроля прочности по ГОСТ 18105. В [13] выявлено влияние влажности на точность неразрушающего контроля, а в [14] выполнен расчёт длины температурных отсеков с учётом дискретных связей.

Зарубежные исследования дополняют картину. В [15] изучили прочностные свойства стеновых панелей из вспененного полистирола, показав зависимость прочности от увлажнения. В [16] исследовали двухоболочечные композитные панели, выявив критическую роль замковых соединений при изгибе. В [17] экспериментально подтвердили повышение несущей способности рам с заполнением из ячеистого бетона на 29,6 % при циклическом нагружении.

Таким образом, в литературе имеются обширные данные по отдельным аспектам прочности стыков, влиянию эксплуатационных факторов и локальному усилению. Однако комплексный подход, связывающий пространственную модель здания, учёт расхождения между нормативными и фактическими характеристиками материалов (с учётом ползучести, усадки, коррозии, монтажных отклонений) и проверку наиболее нагруженных элементов по прочности, трещиностойкости и деформативности, представлен недостаточно полно. Отсутствует методика, позволяющая на основе численного моделирования и аналитических зависимостей количественно оценить резервы несущей способности и выявить критические зоны для приоритетного обследования.

Актуальность настоящего исследования обусловлена необходимостью продления срока службы крупнопанельных зданий, составляющих значительную долю жилого фонда. Разработка расчётного порядка оценки резервов прочности с учётом длительной эксплуатации позволит обоснованно назначать объём ремонтно-восстановительных мероприятий и избегать неоправданного вывода зданий из эксплуатации.

Модели и методы

В данной работе рассматривается девятиэтажное крупнопанельное здание с габаритами в осях 30,5×11,2 м, высотой 31,7 м. Конструктивная схема – продольная бескаркасная с несущими наружными и внутренними стенами толщиной 300 мм из сборных железобетонных панелей. Перекрытия – многопустотные плиты толщиной 220 мм (серии ПК), опирающиеся на стены по слою цементно-песчаного раствора М50. Климатические параметры: снеговая нагрузка 150 кг/м², ветровой напор 23 кг/м², расчётная температура наружного воздуха –36 °С. Грунтовые условия – глины мощностью до 9 м, подстилаемые песками.

Пространственная модель создана в ПК «ЛИРА-САПР» с использованием оболочечных конечных элементов для стеновых панелей и плит перекрытий. Стыки моделировались упругими связями, учитывающими податливость вертикальных и горизонтальных соединений.

Загружения определялись собственным весом, постоянными нагрузками от конструкций пола и перегородок, временными полезными нагрузками (длительными и кратковременными), снеговой, ветровой (статическая и пульсационная) по двум направлениям, давлением грунта. Расчётные сочетания – по СП 20.13330.2016 с

использованием таблиц РСУ и РСН. Базовой принята комбинация РСН1, как наиболее неблагоприятная для вертикальных и горизонтальных элементов.

Учёт эксплуатационных факторов. Для перехода от нормативных характеристик к фактическим вводятся коэффициенты:

- k_b – снижение прочности бетона (по данным обследования или сценариям 0,85 и 0,75);
- k_s – сохранность арматуры (учитывает коррозию и повреждение защитного слоя);
- $E_{b,lt} = \frac{E_b}{1+\varphi}$ – приведённый модуль деформации при длительном действии нагрузки, где φ – коэффициент ползучести, зависящий от влажности (1,8 – выше 75 %, 2,5 – 40–75 %, 3,6 – ниже 40 %);
- температурные и усадочные деформации учитываются как $\varepsilon_T = \alpha_{bt} \Delta T$ и ε_{sh} ; при стеснении они создают дополнительные напряжения $\sigma_T = E_{b,lt}(\alpha_{bt} \Delta T + \varepsilon_{sh})$.

Проверка стеновой панели. Из модели для наиболее нагруженной панели (нижний этаж) извлекаются σ_x и σ_y – нормальные напряжения по направлениям локальных осей элемента, МПа; τ_{xy} – касательное напряжение, МПа. Определяются главные напряжения:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}. \quad (1)$$

Максимальное по модулю сжимающее напряжение $|\sigma_{max}|$ сравнивается с расчётным сопротивлением бетона $R_{b,red}$. Коэффициент использования бетона по сжатию $\eta_\sigma = \frac{|\sigma_{max}|}{R_{b,red}}$, коэффициент запаса по сжатию $K_\sigma = \frac{R_{b,red}}{|\sigma_{max}|}$.

Проверка плиты перекрытия. Для плиты ПК 76.15-8 ($l_0 = 7,46$ м, $h = 220$ мм, защитный слой 25 мм, арматура $\varnothing 10$ А500С с шагом 200 мм) фактическая площадь верхней арматуры $A_{s,f} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1000}{s} = 3,927$ см²/м. Требуемая площадь $A_{s,req}$ из модели. Проверка по изгибу: $x = \frac{R_s A_s}{R_{bb}}$, $M_R = R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$, $\eta_M = \frac{M_{Ed}}{M_R}$

Прогиб: $f_{lim} = \frac{l_0}{200}$, $\eta_f = \frac{f}{f_{lim}}$. Ширина раскрытия трещин – по СП 63.13330.2018.

Сопоставление с экспериментами. Для вертикальных стыков использованы данные натурных испытаний [2] (предельное усилие 64 кН); для горизонтальных – ориентиры по приросту несущей способности 10–15 % [1]; для плит – диапазон раскрытия трещин 0,2–0,5 мм [4].

Расчетный индикатор долговечности $K_d = \min\left(\frac{a_f}{a_{req}}, \frac{R_{b,f}}{R_b}, \frac{A_{s,f}}{A_s}, \frac{M_{crc}}{M_{Ed}}\right)$, где a_f – фактическая толщина защитного слоя; a_{req} – требуемая толщина защитного слоя; $R_{b,f}$ – фактическое сопротивление бетона; $A_{s,f}$ – работоспособная площадь арматуры; M_{crc} – момент образования трещин; M_{Ed} – изгибающий момент от расчетной нагрузки.

Результаты исследования и их анализ

Анализ НДС здания по данным численного моделирования. На рисунке 1 приведены изополюса перемещений по оси Z (вертикальные перемещения), показывающие, что максимальный прогиб перекрытий составляет около 1,3 мм, что значительно меньше предельного значения. На рисунках 2–4 показаны эпюры изгибающих моментов M_x , M_y и M_{xy} соответственно. Наибольшие моменты сосредоточены в опорных зонах плит и в местах сопряжения с внутренними стенами. На рисунках 5 и 6 представлены поперечные силы Q_x и Q_y , значения которых достигают 44,65 и 21,78 кН/м соответственно. На рисунках 7 и 8 отображены нормальные напряжения N_x и N_y , которые используются для вычисления главных напряжений в стеновых панелях. Результаты моделирования подтверждают, что наиболее напряжёнными элементами являются стеновые панели нижних этажей и плиты перекрытия в средних пролётах.

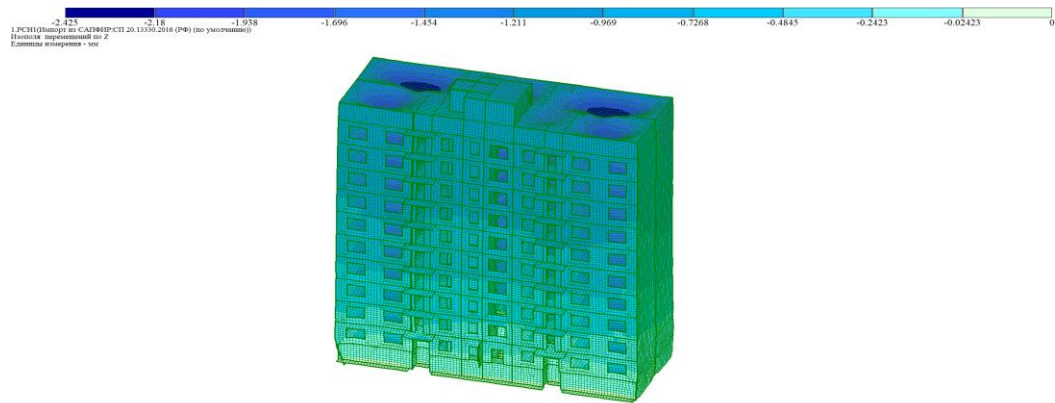


Рисунок 1 – Перемещения по оси Z по зданию

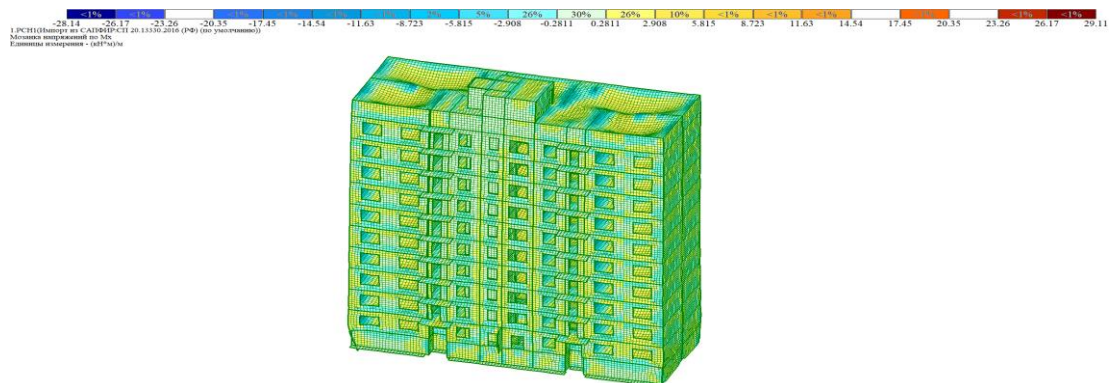


Рисунок 2 – Изгибающие моменты Mx по зданию

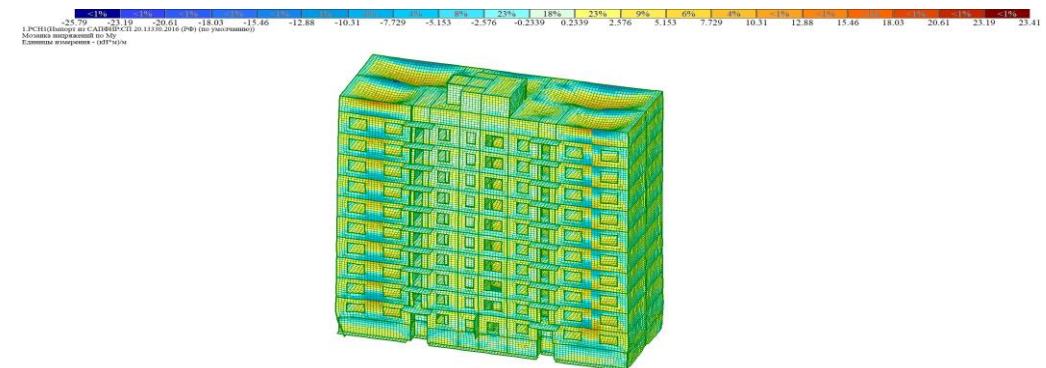


Рисунок 3 – Изгибающие моменты My по зданию

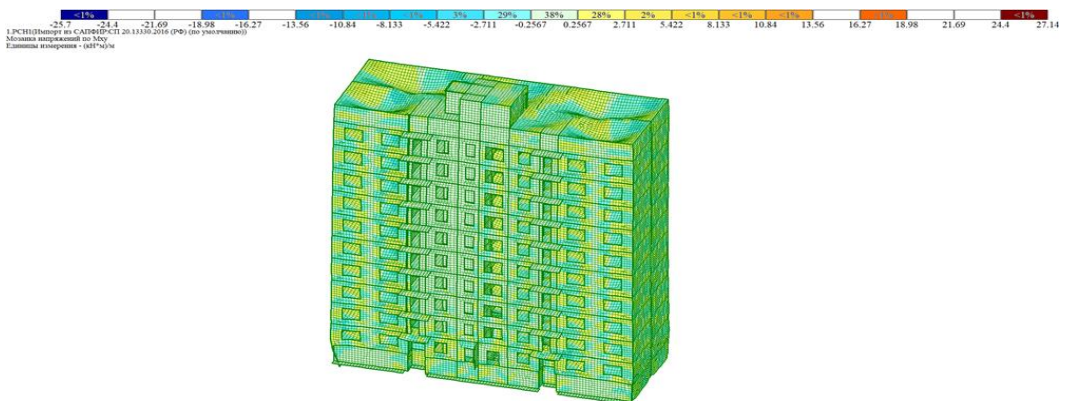
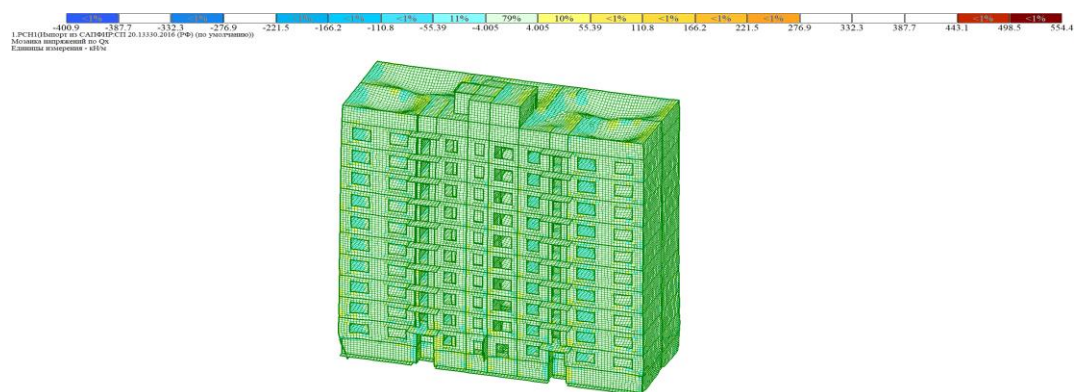
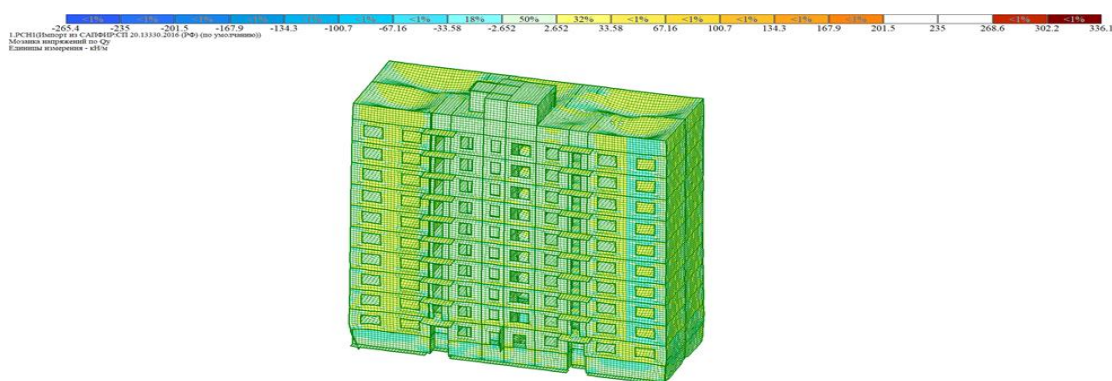
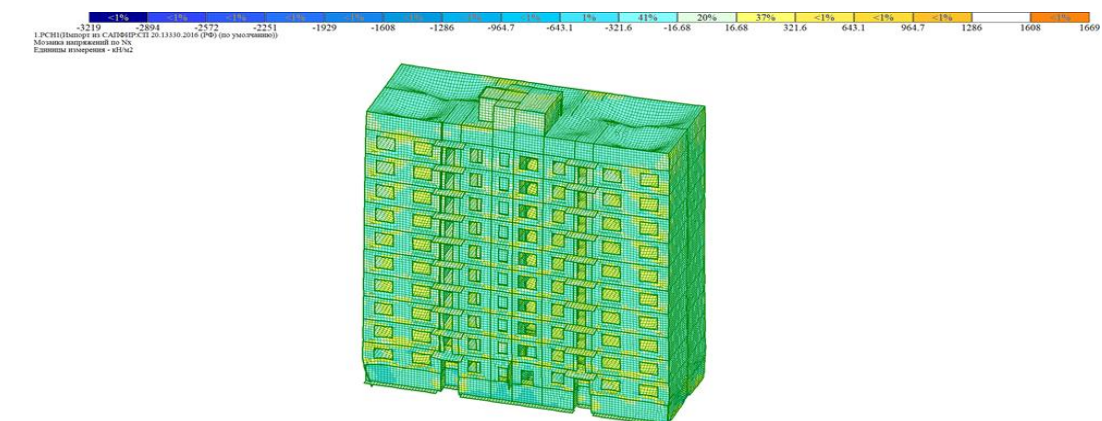
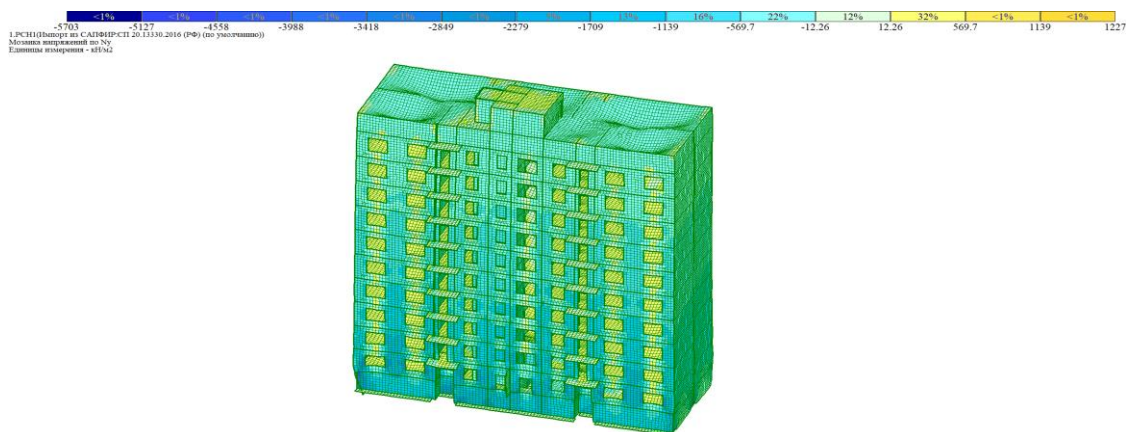


Рисунок 4 – Изгибающие моменты Mxy по зданию

Рисунок 5 – Поперечные силы Q_x по зданиюРисунок 6 – Поперечные силы Q_y по зданиюРисунок 7 – Нормальное напряжение N_x по зданиюРисунок 8 – Нормальное напряжение N_y по зданию

Проверка стеновой панели. По модели получены $\sigma_x = -3,219$ МПа, $\sigma_y = -5,643$ МПа, $\tau_{xy} = -3,057$ МПа. Главные напряжения: $\sigma_1 = -1,14$ МПа, $\sigma_2 = -7,72$ МПа. Для бетона В25 $R_b = 14,5$ МПа. $\eta_c = 0,53$, $K_c = 1,88$ (резерв 88 %). Изгибные моменты ($M_x = 11,34$ кН·м/м, $M_y = 9,757$ кН·м/м) создают напряжения 0,756 и 0,650 МПа, что ниже R_{bt} . Сдвиговая сила $Q = 49$, кН/м даёт касательное напряжение 0,166 МПа, значительно меньше главного сжатия. При снижении R_b на 15 % ($R_{b,red} = 12,33$ МПа) $\eta_c = 0,63$, $K = 1,60$; при снижении на 25% ($R_{b,red} = 10,88$ МПа) $\eta_c = 0,71$, $K = 1,41$. Граничное состояние ($K = 1$) наступило бы при $R_{b,red} = 7,72$ МПа, что значительно ниже проектного.

Длительные эффекты. При $\varphi = 2,5$ (нормальная влажность) $E_{b,lt} = 8571$ МПа (28,6 % от начального). С учётом перераспределения ($k_{ндс} = 1,10$) $|\sigma_{2,lt}| = 8,49$ МПа. $\eta_{\sigma,lt} = 0,59$, $K = 1,71$. При $\varphi = 3,6$ (пониженная влажность) и $k_{ндс} = 1,15$, $\eta_{\sigma,lt} = 0,61$, $K = 1,63$. Совместное влияние длительности и снижения R_b на 25 % даёт $\eta_{\sigma,lt,red} = 0,78$, $K = 1,28$. Усадка ($\varepsilon_{sh} = 0,0003$, $\mu_{sh} = 0,3$) создаёт напряжение $\sigma_{sh} = 0,77$ МПа; в направлении X суммарное растягивающее напряжение 1,53 МПа приближается к $R_{bt,ser} = 1,55$ МПа ($\eta_t = 0,99$), что указывает на опасность трещинообразования в зонах стыков и опирания.

Проверка плиты перекрытия. $A_{s,f} = 3,927$ см²/м, $A_{s,req,top} = 3,925$ см²/м – практически полное использование (запас 1,0005). Для нижней зоны $A_{s,req,bot} = 1,415$ см²/м, запас 2,77. Несущая способность по изгибу: $x = 11,78$ мм, $M_R = 31,45$ кН·м/м. Для верхней зоны $M_{Ed} = 31,43$ кН·м/м, $\eta_m = 1,00$; для нижней $M_{Ed} = 11,56$ кН·м/м, $\eta_m = 0,37$, запас 2,72. Прогиб $f = 1,289$ мм, $f_{lim} = 37,3$ мм, $\eta_f = 0,035$, запас 28,9. Аналитическая балочная оценка $f_{an} = 1,76$ мм (расхождение 26,8 % из-за пространственной работы). Момент трещинообразования $M_{crc} = 12,91$ кН·м/м – в верхней зоне он превышен, расчётная ширина раскрытия $a_{crc} = 0,24$ мм (согласуется с диапазоном 0,2–0,5 мм [4]); в нижней – 0,09 мм (некритично).

Сопоставление с экспериментами. Для вертикального стыка расчётное сдвигающее усилие 49,68 кН/м (или 49,68 кН на погонный метр) при пределе 64 кН [2] даёт $\eta_Q = 0,78$, $K = 1,29$. Это меньше запаса панели по сжатию, что подтверждает повышенную ответственность стыков. Для горизонтальных стыков с учётом прироста 12 % [1] экспериментальный момент $M_{exp} = 35,22$ кН·м/м, отношение $M_{Ed}/M_{exp} = 0,89$ – опорная зона плиты близка к пределу даже при возможном усилении.

В результате выявлены критические зоны:

- верхняя арматура плит (коэффициент использования $\sim 1,0$);
- вертикальные стыки по сдвигу (запас 29 %);
- участки сопряжения плит и стен, где усадка и изгиб создают растягивающие напряжения, близкие к $R_{bt,ser}$.

Стеновые панели имеют устойчивый запас по сжатию, но локальные растяжения требуют контроля трещин.

Заключение

1. Разработан расчётный порядок оценки резервов прочности крупнопанельного здания, основанный на пространственном моделировании в ПК «ЛИРА-САПР» и аналитических проверках по СП 63.13330.2018, учитывающий длительные эксплуатационные факторы (ползучесть, усадку, температурные деформации, коррозию, монтажные отклонения) через коэффициенты и приведённые характеристики материалов.

2. Для наиболее нагруженной стеновой панели установлено, что максимальное главное сжимающее напряжение составляет 7,72 МПа при расчётном сопротивлении бетона 14,5 МПа; коэффициент использования – 0,53, запас – 1,88. При снижении прочности бетона на 25 % и длительном режиме ($\varphi = 2,5$) коэффициент использования возрастает до 0,78, запас снижается до 1,28, что свидетельствует о сохранении несущей способности даже в неблагоприятных условиях.

3. Для плиты перекрытия ПК 76.15-8 выявлен минимальный запас по верхней рабочей арматуре (фактическая площадь 3,927 см²/м практически равна требуемой 3,925

см²/м), тогда как по нижней арматуре и прогибу имеются значительные резервы (запас по изгибу 2,72, по прогибу 28,9). Расчётная ширина раскрытия трещин в верхней зоне (0,24 мм) находится в допустимых пределах, но требует контроля защитного слоя и влажностного режима.

4. Сопоставление с экспериментальными данными показало, что вертикальные стыки по сдвигу имеют запас 1,29 (коэффициент использования 0,78), что существенно ниже запаса стеновых панелей по сжатию. Горизонтальные стыки в опорных зонах плит работают близко к пределу (отношение расчётного момента к экспериментальному с учётом усиления – 0,89). Эти зоны должны быть приоритетными при инструментальном обследовании.

5. Установлено, что длительное действие нагрузок и усадка приводят к росту растягивающих напряжений в зонах сопряжения до 1,53 МПа, что близко к расчётному сопротивлению бетона растяжению (1,55 МПа). Это обуславливает необходимость контроля трещиностойкости в опорных участках плит и вертикальных стыках, особенно при нарушении герметизации швов и повышенной влажности.

Благодарности

Работа выполнена в рамках государственного задания в сфере научной деятельности Министерства науки и высшего образования Российской Федерации, проект по теме «Оценка технического состояния зданий на основе параметров живучести и риска», номер темы FSWG 2024-0003 (госзадание НИУ МГСУ).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Грановский А.В., Доттуев А.И., Тихонов И.Н. Повышение прочности горизонтальных стыков крупнопанельных зданий // Жилищное строительство. 2011. № 6. С. 2–6. EDN: OBGOJP.
2. Дербенцев И.С., Карякин А.А., Тарасов М.В., Попп П.В. Исследование усилий в вертикальных шпоночных стыках крупнопанельного здания в процессе возведения // Вестник ЮУрГУ. Серия: Строительство и архитектура. 2020. Т. 20. № 1. С. 45–52. DOI: 10.14529/build200103. EDN: BIJCDP.
3. Киреева Э.И. Прочность горизонтальных стыков панелей и многопустотных плит перекрытий в крупнопанельных зданиях // Жилищное строительство. 2013. № 10. С. 32–36. EDN: REJQHV.
4. Филатов Е.Ф., Иванов А.В. Усиление железобетонных изделий крупнопанельных зданий, повреждённых трещинами // Жилищное строительство. 2019. № 3. С. 18–23. DOI: 10.31659/0044-4472-2019-3-47-52. EDN: WDNPZO.
5. Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Кудинов О.В., Шапиро Г.И., Гасанов А.А. Расчёты крупнопанельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения методами предельного равновесия и конечного элемента // Academia. Архитектура и строительство. 2016. № 4. С. 102–108. EDN: XDCWQX.
6. Тамразян А.Г., Дехтерев Д.С. Исследование надёжности горизонтального монолитного стыка сборных стеновых элементов панельных зданий методом статистического моделирования // Инновации и инвестиции. 2017. № 11. С. 167–172. EDN: RHGUSF.
7. Соколов Б.С., Никитин Г.П. Напряженно-деформированное состояние горизонтальных стыков стен крупнопанельных зданий // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2008. № 2. С. 89–95. EDN: MOTWUH.
8. Dekhterev D., Matseevich T. Assessment of the reliability of bent reinforced concrete elements under corrosive effects // E3S Web of Conferences. 2023. Vol. 410. 02029. DOI: 10.1051/e3sconf/202341002029. EDN: OSYWJW.
9. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А., Савин С.Ю. Оценка технического состояния несущих конструкций зданий на основе прогнозирования риска аварии // Строительство и реконструкция. 2024. № 6 (116). С. 82–91. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-116-6-82-91. EDN: EQZYKS.
10. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Анализ надёжности железобетонной плиты с корродированной арматурой // Строительство и реконструкция. 2022. № 1 (99). С. 89–98. DOI: 10.33979/2073-7416-2022-99-1-89-98. EDN: DRZSEO.
11. Уткин В.С. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок на стадии эксплуатации по критерию прочности арматуры и бетона // Инженерно-строительный журнал. 2015. № 1(53). С. 15–23. DOI: 10.5862/MCE.53.2. EDN: TIJISR.
12. Несветаев Г.В., Кардумян Г.С., Коллеганов А.В. Рациональные схемы контроля прочности бетона по ГОСТ 18105 // Инженерный вестник Дона. 2019. № 2. С. 1–7.

13. Бурмин А.В. Влияние влажности бетона на точность определения его прочности // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2007. № 4. С. 135–139. EDN: JUDAKR.
14. Ямлеев У.А., Насыров Р.Р. Расчёт длины температурного отсека крупнопанельного жилого дома с трёхслойными стеновыми панелями с дискретными связями на температурно-влажностное воздействие // Вестник УлГТУ. 2006. № 3(35). С. 41–45. EDN: RCKZSH.
15. Sivakanthan S., Karandeniya P., Thevarajah B., Jayasinghe M.T.R. Strength Development and Lateral Load Resisting Properties of Expanded Polystyrene Based Lightweight Concrete Panels // *Engineer – Journal of the Institution of Engineers, Sri Lanka*. 2022. Vol. 55. No. 3. P. 91–100. DOI: 10.4038/engineer.v55i3.7524. EDN: BPPOMO.
16. Weiss M., Hu X., Pereira M., Zhang P. Structural Performance and Failure Mechanisms in Bend Loading of Steel-Aerated Concrete Fire Wall Composite Panels // *Buildings*. 2025. Vol. 15. No. 8. 1338. DOI: 10.3390/buildings15081338. EDN: NBVRMD.
17. Salu Y., Parung H., Tjaronge M., Irmawaty R. Seismic Performance of Cellular Lightweight Concrete Block Panels as Infilled Wall in RC Frames Due to Cyclic Lateral Loading // *Engineering, Technology & Applied Science Research*. 2024. Vol. 14. No. 5. P. 16833–16839. DOI: 10.48084/etasr.8444. EDN: NRHMON.

REFERENCES

1. Granovskiy A.V., Dottuyev A.I., Tikhonov I.N. Increasing the strength of horizontal joints of large-panel buildings. *Housing Construction*. 2011. No. 6. Pp. 2–6. (In Russ.) EDN: OBGOJP
2. Derbentsev I.S., Karyakin A.A., Tarasov M.V., Popp P.V. Investigation of forces in vertical keyed joints of a large-panel building during construction. *Bulletin of SUSU. Series: Construction and Architecture*. 2020. Vol. 20. No. 1. Pp. 45–52. (In Russ.) DOI: 10.14529/build200103 EDN: BIJCDP
3. Kireyeva E.I. Strength of horizontal joints of panels and hollow-core floor slabs in large-panel buildings. *Housing Construction*. 2013. No. 10. Pp. 32–36. (In Russ.) EDN: REJQHV
4. Filatov Ye.F., Ivankov A.V. Strengthening of reinforced concrete products of large-panel buildings damaged by cracks. *Housing Construction*. 2019. No. 3. Pp. 18–23. (In Russ.) DOI: 10.31659/0044-4472-2019-3-47-52 EDN: WDNPZO
5. Zenin S.A., Sharipov R.Sh., Kudinov O.V., Shapiro G.I., Gasanov A.A. Calculations of large-panel buildings for stability against progressive collapse using limit equilibrium and finite element methods. *Academia. Architecture and Construction*. 2016. No. 4. Pp. 102–108. (In Russ.) EDN: XDCWQX
6. Tamrazyan A.G., Dekhterev D.S. Reliability study of horizontal monolithic joint of prefabricated wall elements of panel buildings using statistical modeling. *Innovations and Investments*. 2017. No. 11. Pp. 167–172. (In Russ.) EDN: RHGUSF
7. Sokolov B.S., Nikitin G.P. Stress-strain state of horizontal joints of walls in large-panel buildings. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2008. No. 2. Pp. 89–95. (In Russ.) EDN: MOTWUH
8. Dekhterev D., Matseevich T. Assessment of the reliability of bent reinforced concrete elements under corrosive effects. *E3S Web of Conferences*. 2023. Vol. 410. Article no. 02029. DOI: 10.1051/e3sconf/202341002029. EDN: OSYWJW
9. Tamrazyan A.G., Matseyevich T.A., Savin S.Yu. Assessment of the technical condition of load-bearing structures of buildings based on accident risk prediction. *Building and Reconstruction*. 2024. No. 6 (116). Pp. 82–91. (In Russ.) DOI: 10.33979/2073-7416-2024-116-6-82-91 EDN: EQZYKS
10. Tamrazyan A.G., Matseyevich T.A. Reliability analysis of a reinforced concrete slab with corroded reinforcement. *Building and Reconstruction*. 2022. No. 1 (99). Pp. 89–98. (In Russ.) DOI: 10.33979/2073-7416-2022-99-1-89-98 EDN: DRZSEO
11. Utkin V.S. Determination of residual bearing capacity of reinforced concrete beams at the operation stage according to the strength criterion of reinforcement and concrete. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No. 1 (53). Pp. 15–23. (In Russ.) DOI: 10.5862/MCE.53.2 EDN: TIJJSR
12. Nesvetaev G.V., Kardumyan G.S., Kolleganov A.V. Rational schemes for concrete strength control according to GOST 18105. *Engineering Bulletin of the Don*. 2019. No. 2. Pp. 1–7. (In Russ.)
13. Burmin A.V. Effect of concrete moisture content on the accuracy of strength determination. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2007. No. 4. Pp. 135–139. (In Russ.) EDN: JUDAKR
14. Yamleev U.A., Nasyrov R.R. Calculation of the temperature compartment length of a large-panel residential building with three-layer wall panels with discrete connections under temperature and humidity effects. *Bulletin of UlSTU*. 2006. No. 3 (35). Pp. 41–45. (In Russ.) EDN: RCKZSH
15. Sivakanthan S., Karandeniya P., Thevarajah B., Jayasinghe M.T.R. Strength Development and Lateral Load Resisting Properties of Expanded Polystyrene Based Lightweight Concrete Panels. *Engineer – Journal of the Institution of Engineers, Sri Lanka*. 2022. Vol. 55. No. 3. Pp. 91–100. (In Russ.) DOI: 10.4038/engineer.v55i3.7524 EDN: BPPOMO

16. Weiss M., Hu X., Pereira M., Zhang P. Structural Performance and Failure Mechanisms in Bend Loading of Steel-Aerated Concrete Fire Wall Composite Panels. *Buildings*. 2025. Vol. 15. No. 8. Article no. 1338. DOI: 10.3390/buildings15081338 EDN: NBVRMD

17. Salu Y., Parung H., Tjaronge M., Irmawaty R. Seismic Performance of Cellular Lightweight Concrete Block Panels as Infilled Wall in RC Frames Due to Cyclic Lateral Loading. *Engineering, Technology & Applied Science Research*. 2024. Vol. 14. No. 5. Pp. 16833–16839. DOI: 10.48084/etasr.8444 EDN: NRHMON

Сведения об авторах:

Мацеевич Татьяна Анатольевна, доктор физико-математических наук, профессор, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия. Scopus AuthorID: 51461741900, SPIN-код: 1299-6980, AuthorID: 690808, ResearcherID: AAB-2742-2020, <https://orcid.org/0000-0001-6292-0759>. Email: matseevichta@mgsu.ru.

About the authors:

Tatiana A. Matseevich, Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia. Scopus AuthorID: 51461741900, SPIN-code: 1299-6980, AuthorID: 690808, ResearcherID: AAB-2742-2020, <https://orcid.org/0000-0001-6292-0759>. Email: matseevichta@mgsu.ru.

Автор заявляет об отсутствии конфликта интересов.

Автор утвердил окончательный вариант статьи.

The author declares no conflict of interest.

The author have approved the final version.

Статья поступила в редакцию 24.07.2026

Одобрена после рецензирования 02.08.2026

Принята к публикации 14.08.2026

The article was submitted 24.07.2026

Approved after reviewing 02.08.2026

Accepted for publication 14.08.2026