

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

BUILDING AND CONSTRUCTION

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2026. Т. 28. № 4. С. 141–162.

ISSN 1607-1859 (для печатной версии)
ISSN 2310-0044 (для электронной версии)

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2026; 28(4): 141–162.
Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 624.012.45:624.044.5

<https://doi.org/10.31675/1607-1859-2026-28-4-141-162>



EDN: MEGYQE

ЧЕТЫРЕХСТАДИЙНЫЙ МЕХАНИЗМ РАЗРУШЕНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЕРЕМЫЧКИ С ВНЕШНИМ ЛИСТОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Михаил Александрович Десяткин

ООО «Инфорспроект», г. Москва, Россия

Аннотация. *Актуальность.* Сталежелезобетонные перемычки с внешним листовым армированием (СТЖБ с ЛА) – новое конструктивное решение для связевых стен высотных зданий, механизм разрушения которого не описан в отечественной и зарубежной литературе. Образцы испытаны ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в рамках научно-технического сопровождения проектирования высотного здания.

Цель. Установить и описать механизм разрушения СТЖБ с ЛА по результатам экспериментальных данных.

Методы. Испытания трех образцов серии В3.1 (пролет 665 мм, высота сечения 345 мм, толщина 200 мм; пластина 4 мм, бетон В30, стад-болты М5 и шпильки Ø6 с шагом 110×110 мм); анализ 33 тензорезисторов, датчиков перемещений и фотофиксации.

Результаты. Установлен четырехстадийный механизм: (I) линейно-упругая стадия; (II) текучесть стали; (III) локальная потеря устойчивости сжатой пластины (определяющая стадия); (IV) разрушение бетонного ядра. $P_{\max} = 1301$ кН, $CV = 4,8 \%$, $\theta_u = 0,033$ рад. Несущая способность превышает аналоги с замкнутой стальным профилем на 30–35 %. Полученные результаты формируют экспериментальную базу для развития расчетных моделей в российских нормах проектирования высотных зданий.

Ключевые слова: сталежелезобетонная конструкция, перемычка, внешнее листовое армирование, механизм разрушения, стадии работы, локальная потеря устойчивости пластины

Благодарности: научному руководителю – академику РААСН, доктору технических наук, профессору Владимиру Ильичу Травушу за многолетнюю научную поддержку, постановку фундаментальных задач исследования прочности и дефор-

мативности сталежелезобетонных конструкций высотных зданий, методологическое руководство экспериментальной программой ЦНИИСК и плодотворные обсуждения, определившие концепцию настоящей работы; ЦНИИСК за предоставление первичных данных экспериментальной программы по высотному объекту. Отдельная признательность сотрудникам испытательного центра Денису Владимировичу Кониному и Алексею Сергеевичу Крылову за методическую помощь в интерпретации протоколов испытаний и обсуждение результатов.

Для цитирования: Десяткин, М.А. Четырехстадийный механизм разрушения сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2026. Т. 28. № 4. С. 141–162. <https://doi.org/10.31675/1607-1859-2026-28-4-141-162>. EDN: MEGYQE

ORIGINAL ARTICLE

FOUR-STAGE FAILURE MECHANISM OF COMPOSITE COUPLING BEAM WITH EXTERNAL REINFORCEMENT PLATE

Mikhail A. Desyatkin

ООО 'Inforsproekt', Moscow, Russia

Abstract. Composite coupling beams with external reinforcement plate are a novel structural solution for shear walls in high-rise buildings whose failure mechanism is not described in Russian or international literature. Specimens are tested in Kucherenko Central Research Institute for Structural Construction under a technological support program of high-rise building design.

Purpose: The aim of the work is to study the failure mechanism of the composite coupling beam based on the experimental data.

Methodology: Testing of three specimens B3.1 (665 mm clear span, 345 mm section depth, 200 mm thickness, 4 mm steel plate, B30 concrete, M5 stud bolts and Ø6 ties on 110×110 mm grid). The analysis of 33 strain gauges, displacement transducers and camera recording.

Research findings: A four-stage failure mechanism is identified: (I) linear-elastic stage; (II) steel yielding; (III) local buckling of the compressed plate (governing stage); (IV) concrete core failure. $P_{\max} = 1301$ kN, $CV = 4.8$ %, $\theta_u = 0.033$ rad. The load-bearing capacity is 30–35 % higher than that of analogues with an encased steel profile.

Practical implication: The experimental results can be used to create design models in Russian codes for high-rise buildings.

Keywords: composite structure, coupling beam, external reinforcement, failure mechanism, loading stage, local plate buckling

Acknowledgments: The authors are grateful to Prof. Travush V.I., RAACS academician, for long term scientific support, fundamental problem statement, research into strength and deformability of composite high-rise buildings, methodological leadership of the experimental program and fruitful discussions that determine the conceptualization of this work. We are grateful to Kucherenko Central Research Institute for Structural Construction for initial data of the experimental program of the high-rise building. The authors like to express their gratitude towards Konin D.V. and Krylov A.S. for methodological support in interpretation of the experimental data and valuable comments and discussions.

For citation: Desyatkin, M.A. Four-stage Failure Mechanism of Composite Coupling Beam with External Reinforcement Plate. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitek-

turno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2026; 28(4): 141–162. <https://doi.org/10.31675/1607-1859-2026-28-4-141-162>. EDN: MEGYQE

Введение

Перемычки связевых стен высотных зданий относятся к числу важнейших несущих элементов системы, обеспечивающих совместную работу стеновых панелей и горизонтальную жесткость здания при ветровых и других горизонтальных воздействиях [1, 2]. Правильно спроектированные перемычки служат «предохранителями» конструктивной системы: при экстремальных воздействиях они должны исчерпать свой энергопоглощающий ресурс прежде, чем начнется деградация несущих стен-пилонов [1, 3]. Требование одновременно и к несущей способности, и к деформативности конструкций определяет повышенный интерес к исследованиям нестандартных конструктивных решений перемычек в современном высотном строительстве

Нормативная база – в частности, СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные»¹ – не содержит достаточно детальных требований к расчету и конструированию сталежелезобетонных перемычек с наружными листовыми элементами.

Среди конструктивных решений сталежелезобетонных перемычек особое место занимают конструкции с внешним листовым армированием – далее по тексту «сталежелезобетонные конструкции с листовым армированием» (СТЖБ с ЛА; зарубежный аналог – ESPC, External Steel Plate Composite). В отличие от традиционных перемычек со скрытым стальным профилем (SRC, Steel-Reinforced Concrete) и конструкций с бетонным ядром, охваченным двумя пластинами (CFB, Concrete-Filled Box), в рассматриваемой конструкции стальная пластина вынесена на наружную грань стены. Это принципиально меняет механику работы системы при нагружении: пластина воспринимает значительную осевую силу от изгиба перемычки при малой длине пролета, создавая условия для специфического механизма разрушения, не описанного в отечественной и зарубежной литературе. Основные экспериментальные результаты по перемычкам с встроенной стальной пластиной (PRC – Plate-Reinforced Composite) получены группой Lam–Su–Pam [4, 5] и составляют базу для международных сопоставлений.

Исторически изучение перемычек связевых стен ведется с 1970-х гг. Классические исследования [1, 2] установили эффективность диагонального армирования для увеличения угла поворота при предельном состоянии. Авторы в исследовании [6] систематизировали поведение стальных связевых балок, выделив механизм «текучесть → пластический шарнир → сдвиг». Группа UCLA [7, 8, 9] последовательно изучала SRC-перемычки и установила, что наличие стального профиля внутри бетона повышает несущую способность на 20–30 % по сравнению с диагонально армированными аналогами; расчетная модель SRC-перемычек с учетом циклической деградации детально описана в работе [10]. В работе «Investigation of cyclic behavior of steel–concrete composite cou-

¹ СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования: утв. приказом Минстроя России от 30.12.2016 № 1030/пр: введ. 01.07.2017. Москва: Стандартинформ, 2017.

pling beams with axial rib corrugated webs» [11] исследовали CFB-перекрышки с охватывающим коробчатым сечением. В работе «Non-linear analysis models for composite plate shear walls – concrete filled (C-PSW/CF)» [12] проведено обобщение международного опыта испытаний SRC-перекрышек, однако конструкции с наружным расположением пластины в данных исследованиях не рассматривались.

В российской литературе проблематика сталежелезобетонных перекрышек отражена в работах «Прочность и деформативность изгибаемых сталежелезобетонных элементов с листовым армированием с учетом трещин» и «Static bearing capacity of steel-plate composite walls» [13, 14]; обобщение современных подходов к расчету сталежелезобетонных несущих конструкций высотных зданий представлено в диссертационном исследовании [15]; направление нормирования аналогичных конструкций для объектов повышенной ответственности развивается в работе [16]. Вместе с тем ни одна из опубликованных работ не содержит экспериментальных данных о поэтапном механизме нагружения СТЖБ с ЛА, включающем стадию потери устойчивости наружной пластины. Данное обстоятельство обусловлено тем, что сталежелезобетонные конструкции с внешним листовым армированием появились в российской практике относительно недавно – в связи с реализацией крупных высотных проектов.

Настоящая статья восполняет данный пробел. На основании экспериментальных данных, полученных в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко при испытании трех образцов серии ВЗ.1, впервые установлен и детально описан четырехстадийный механизм разрушения СТЖБ с ЛА. Цель работы – установить и описать механизм разрушения сталежелезобетонной перекрышки с внешним листовым армированием (СТЖБ с ЛА) на основании экспериментальных данных. Для достижения цели решены следующие задачи: 1) установить последовательность и количественные характеристики стадий нагружения; 2) выявить определяющие факторы механизма разрушения; 3) сопоставить полученные результаты с данными международных исследований аналогичных конструктивных систем; 4) сформулировать рекомендации по конструированию и нормированию.

Материалы и методы

Конструктивная схема и геометрия образцов серии ВЗ.1

Объектом испытаний служил Н-образный фрагмент монолитной железобетонной стены с перекрышкой типа СТЖБ с ЛА – конструктивного узла, разработанного для реального высотного объекта в рамках программы научно-технического сопровождения (рис. 1). Выбор данного узла в качестве объекта испытаний обусловлен его ключевой ролью в обеспечении поперечной жесткости ядра жесткости башни и отсутствием необходимых данных о механизме разрушения в существующей литературе.

Общие габариты Н-фрагмента составляли 2997×200×1661 мм (длина×толщина×высота). Перекрышка имела свободный пролет 665 мм при высоте сечения 345 мм и толщине 200 мм, что дает отношение $\ell/h \approx 1,93$ – явный режим «высокой балки» согласно п. 9.9 ACI 318–19.

Наружная листовая стальная пластина (рабочая грань перекрышки, рис. 2) имела толщину 4 мм и была изготовлена из стали С345 с нормативным пределом текучести $f_y = 345$ МПа.

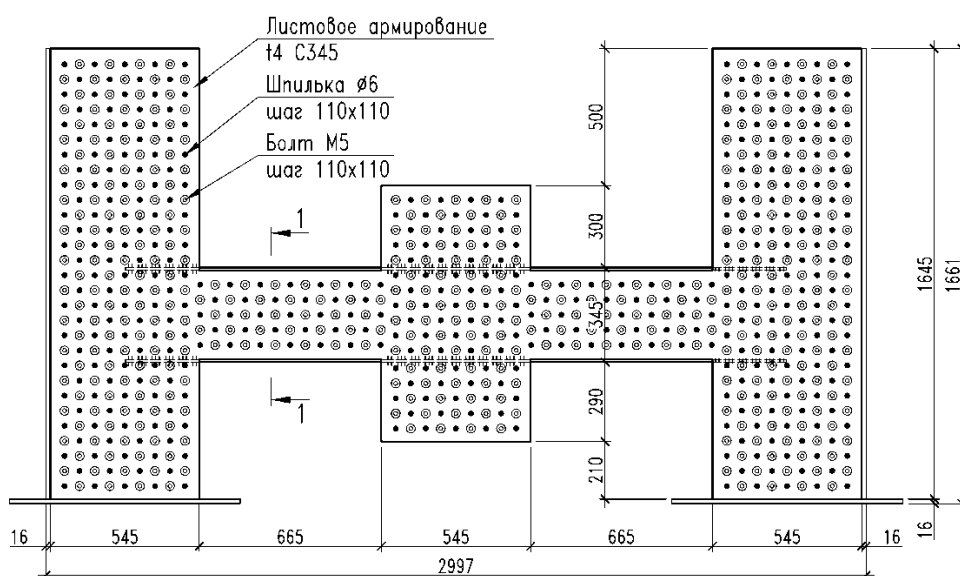


Рис. 1. Схема модели (сечение 1-1 – см. рис. 2)
Fig. 1. Schematic of the model (section 1-1, see Fig. 2)

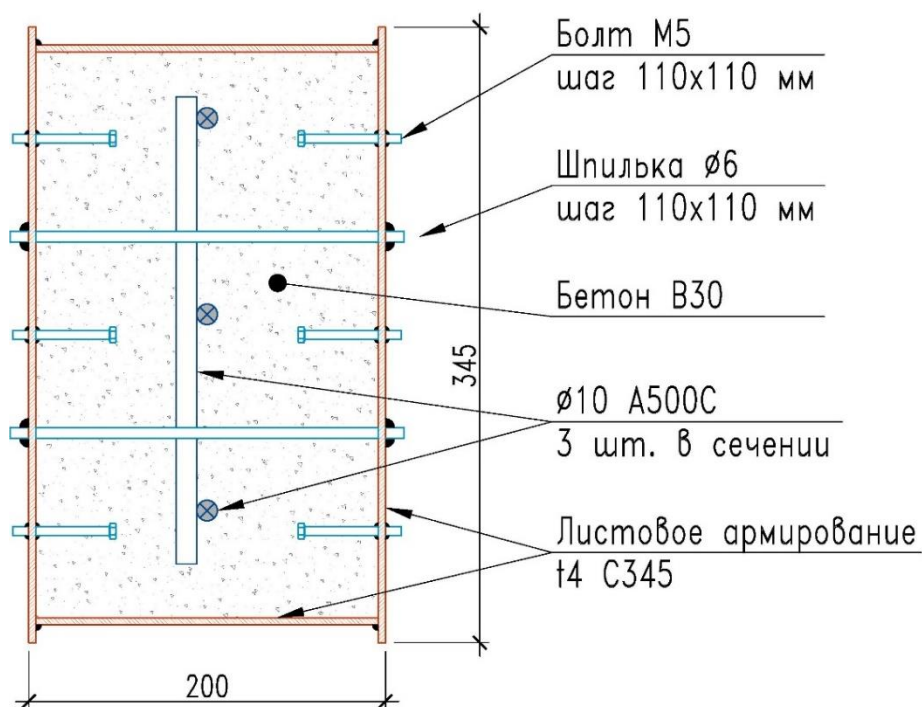


Рис. 2. Поперечное сечение сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием. Сечение 1-1
Fig. 2. Cross-sectional view of the composite coupling beam with external reinforcement plate. Section 1-1

Бетонное ядро перемычки выполнено из бетона класса В30 (контрольные образцы – кубы $150 \times 150 \times 150$ мм возраста 28 сут по ГОСТ 10180²).

Испытательный стенд и программа нагружения

Конструктивно стенд представляет собой жесткую стальную раму с гидравлическим прессом ИПС-1000 (АО «ТЕНЗО-М», Россия) и домкратом ДГ 400-150Г максимальным усилием 1000 кН, воздействующим на верхний горизонтальный штамп, жестко связанный с верхним пилоном фрагмента (рис. 3). Нижний пилон фиксировался к основанию рамы болтовыми соединениями.

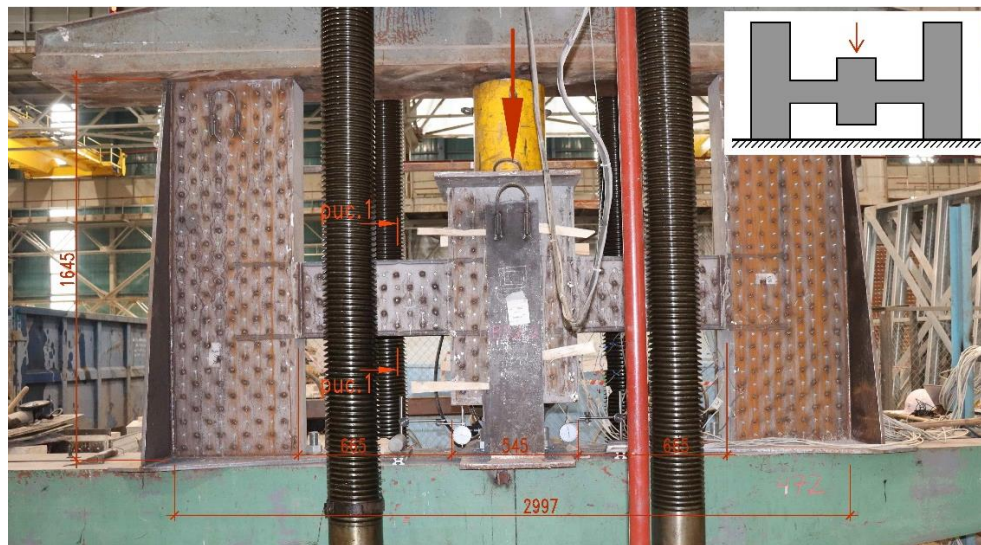


Рис. 3. Схема испытательного стенда: Н-образный фрагмент с системой нагружения и измерения
Fig. 3. Test bench. H-shaped fragment with the loading and measurement system

Нагружение – монотонное, квазистатическое, с контролем силы и перемещения. Программа нагружения разработана в соответствии с ГОСТ 8829–2018 «Конструкции строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением»³. Шаг нагружения составлял 50 кН на стадиях I–II и 25 кН – на стадиях III–IV (после достижения $P = 1000$ кН). Выдержка на каждом уровне нагружения – не менее 5 мин для снятия равновесных значений деформаций. Общая продолжительность испытания одного образца составляла 3–4 ч.

Схема прикладываемых нагрузок обеспечивала создание изгибающего момента в концевых сечениях перемычки при нулевом повороте торцевых граней (условие двусторонней заделки). Поперечная сила Q в перемычке определялась непосредственно как реакция домкрата за вычетом весовых составляю-

² ГОСТ 10180–2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам: введ. 01.07.2013. Москва: Стандартинформ, 2018.

³ ГОСТ 8829–2018. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости: введ. 01.09.2019. Москва: Стандартинформ, 2019.

щих. Перемещение штампа δ фиксировалось встроенным энкодером домкрата (точность $\pm 0,01$ мм) и дублировалось внешними LVDT (Linear Variable Differential Transformer – линейный дифференциальный преобразователь перемещений). Для исключения влияния деформаций стенда на измеряемые перемещения перемычки проводилось предварительное нагружение до уровня $P = 50$ кН с последующим обнулением показаний датчиков.

Система тензометрирования и перемещений

Инструментальная база испытаний включала 33 тензорезистора, объединенных в единую систему синхронного сбора данных. Схема расположения датчиков разработана по принципу максимальной информативности с учетом ожидаемого механизма деформирования: 26 датчиков наклеено на стальную пластину и 7 датчиков заложено в бетонное ядро в период изготовления образцов.

На стальной пластине применялись фольговые тензорезисторы серии FLA (FLAB) производства фирмы Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. (Япония) с базой 5 (10) мм. Датчики T1–T14 расположены по продольной оси пластины с шагом 50–60 мм (нижняя грань), T15–T26 – симметрично (верхняя грань). Датчики TB1–TB7 ориентированы вдоль высоты сечения в середине пролета и фиксируют распределение деформаций по высоте, что позволяет оценить степень совместной работы пластины и бетонного ядра.

В бетонном ядре применялись фольговые тензорезисторы серии PL (PFL) производства фирмы Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd. (Япония) с базой 60 (120) мм с укрепленными концами для обеспечения надежной анкеровки в зоне интенсивного трещинообразования. Датчики CB1–CB7 расположены по наклонному сечению бетонного ядра под углом 45° – для регистрации деформаций в направлении главных сжимающих напряжений при сдвиге. Все 33 канала тензометрирования регистрировались одновременно автоматизированной системой сбора данных на базе усилителя Spider-8 с частотой опроса 1 Гц. Погрешность измерения деформаций не превышала ± 5 мкм/м.

Угол поворота θ в концевых сечениях вычислялся по формуле

$$\theta = (\delta_{left} + \delta_{right}) / (2 \cdot L_{cb}),$$

где $L_{cb} = 665$ мм – свободный пролет перемычки.

Результаты

Сводные показатели несущей способности и деформативности

На рис. 4 представлена экспериментальная диаграмма «нагрузка – перемещение» для трех образцов серии ВЗ.1; характерные точки перехода между стадиями нагружения отмечены в зонах $0,4P_{max}$ и $0,8P_{max}$.

В табл. 1 приведены основные результаты испытаний трех образцов серии ВЗ.1: максимальная нагрузка P_{max} , прогиб в момент ее достижения δ_{max} и максимальные деформации стальной пластины $\varepsilon_{s,max}$, зафиксированные тензорезисторами в стадии, предшествующей разрушению.

Здесь θ_u – угол поворота концевого сечения перемычки относительно ее продольной оси при максимальной нагрузке (P_{max}) или непосредственно перед потерей несущей способности; характеризует деформативность связевого эле-

мента и его способность к перераспределению усилий в составной стеновой системе; измеряется в радианах. По ACI 374.2R–13 и ASCE/SEI 41–17⁴ значение $\theta_u \geq 0,04$ рад классифицирует перемычку как сейсмостойкую (ductile).

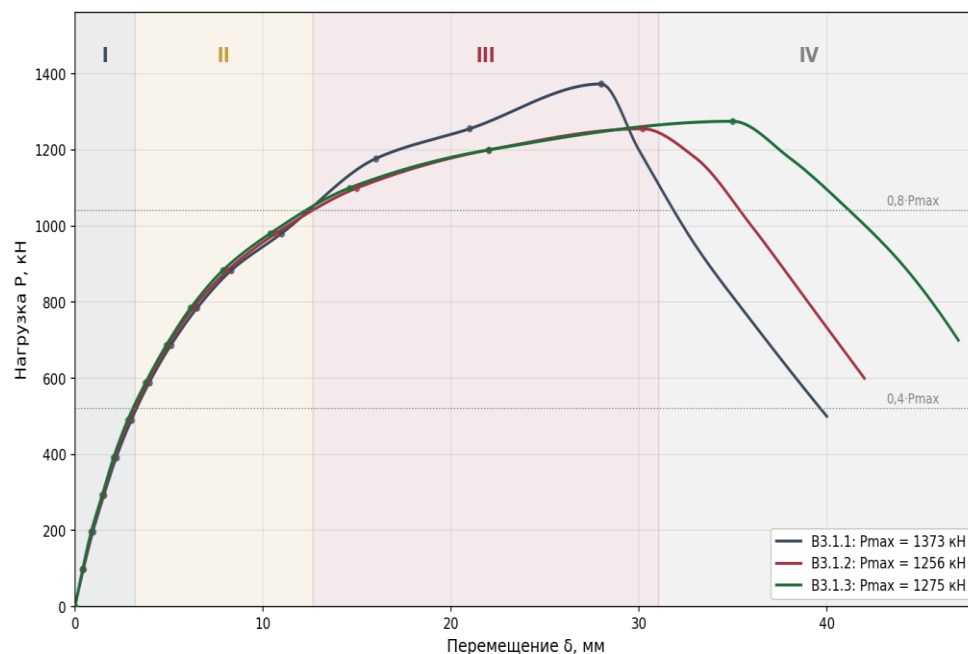


Рис. 4. Диаграмма «нагрузка – перемещение» образцов В3.1.1, В3.1.2, В3.1.3 серии В3.1

Fig. 4. Load-displacement curves for B3.1.1, B3.1.2, B3.1.3 specimens, series B3.1

Таблица 1

Результаты испытаний образцов серии В3.1

Table 1

Test results of specimens of series B3.1

Образец	$P_{\max}$, кН	$\delta_{\max}$, мм	$\epsilon_{s,\max}$, %	θ_u , рад
B3.1.1	1373	28,0	1,03	0,030
B3.1.2	1256	30,2	0,98	0,033
B3.1.3	1275	35,0	1,12	0,037
Среднее	1301	30,8	1,03	0,033
CV, %	4,8	11,4	7,1	10,8

Примечание. CV – коэффициент вариации; $\epsilon_{s,\max}$ – максимальные деформации тензодатчиков Т1–Т26 на пластине при $P = P_{\max}$; $\theta_u = \delta_{\max}/L_{cb}$.

⁴ ACI 374.2R–13. Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2013; ASCE/SEI 41–17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017.

Разброс значений $P_{\max}$ по трем образцам составляет всего 6,6 % (диапазон 1256–1373 кН), при этом коэффициент вариации $CV = 4,8$ %, что несколько меньше 5 %, установленных ГОСТ 8829–2018. Данный результат свидетельствует о высоком технологическом качестве изготовления образцов и стабильности испытательной процедуры. Коэффициент вариации прогибов $CV(\delta_{\max}) = 11,4$ % отражает большую чувствительность кинематического отклика к локальным неоднородностям материалов, что является нормальным явлением для испытаний в упругопластической и запредельной области. Среднее значение угла поворота $\theta_u = 0,033$ рад при предельном состоянии обеспечивает удовлетворительный уровень деформативности конструкции. Стабильность разрушающей нагрузки является одним из индикаторов ресурса живучести конструкции по концепции [17].

Стадия I: линейно-упругая работа составного сечения

На первой стадии ($0 < P < 0,4P_{\max} \approx 520$ кН; $\delta < 5$ мм) все компоненты составного сечения – стальная пластина, бетонное ядро и анкерное соединение – работают строго в линейно-упругой области. Диаграмма $P - \delta$ на данной стадии линейна, тангенс угла наклона соответствует аналитически рассчитанной жесткости по формуле AISC 360–22⁵:

$$(EI)_{\text{eff}} = E_s \cdot I_s + 0,35E_c \cdot I_c, \quad (1)$$

где $E_s = 206\,000$ МПа – модуль упругости стали; I_s – момент инерции поперечного сечения пластины относительно нейтральной оси составного сечения; $E_c = 32\,500$ МПа – модуль упругости бетона В30; I_c – момент инерции бетонного ядра. Коэффициент 0,35 учитывает снижение жесткости бетона вследствие возможного начального трещинообразования и реологических явлений. Экспериментально наблюдаемые прогибы на первой стадии расходятся с расчетными значениями не более чем на 7 %, что подтверждает адекватность модели.

Распределение деформаций по длине пластины (рис. 5) на стадии I носит характер, близкий к линейному асимметричному, что соответствует моментной эпюре в перемычке. Анализ показаний тензорезисторов Т1–Т26 свидетельствует о строго линейном нарастании деформаций с ростом нагрузки на стадии I. Максимальные деформации в пластине не превышают 1,5–1,8 ‰ – вблизи предела текучести, но без его достижения. Датчики ТВ1–ТВ7 демонстрируют ожидаемое линейное распределение деформаций по высоте сечения, свидетельствующее о сохранении совместности деформирования пластины и бетона в анкерной зоне. Деформации бетонного ядра (СВ1–СВ7 в направлении под 45°) составляют 0,3–0,6 ‰ – ниже предела трещинообразования бетона В30 ($\epsilon_{ct, \text{lim}} \approx 0,10$ – $0,12$ ‰ в бетоне, но при объемном сжатии порог существенно выше). Видимые трещины в бетонном ядре на стадии I не фиксировались ни на одном из образцов.

⁵ ANSI/AISC 360-22. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, 2022.

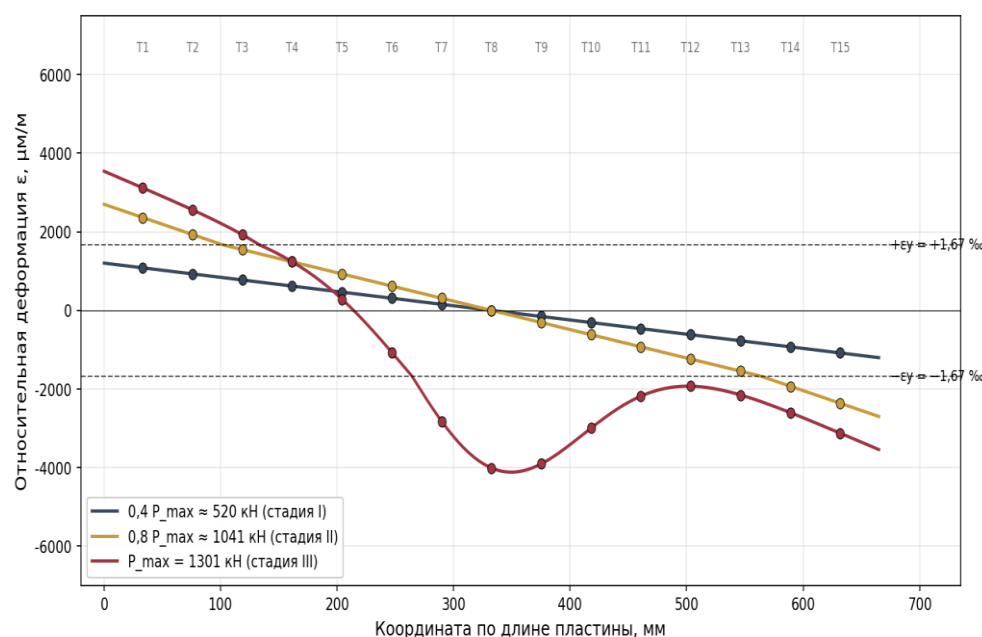


Рис. 5. Распределение деформаций по длине стальной пластины (датчики T1–T15) на трех уровнях нагрузки

Fig. 5. Strain distribution along the steel plate length (gauges T1–T15) at three loading levels

Равномерное распределение деформаций по длине пластины на стадии I свидетельствует о достаточной интенсивности анкерного соединения: проскальзывание на границе сталь-бетон в данном диапазоне нагрузок отсутствует. Жесткость системы $(E)_{eff}$, определенная по опытным данным, составила 98–103 % от расчетного значения по формуле (1), что подтверждает состоятельность рекомендаций AISC 360–22 для описания стадии упругой работы СТЖБ с ЛА.

Стадия II: текучесть концевых сечений пластины

Стадия II охватывает диапазон нагрузок $0,4P_{max} < P < 0,80P_{max} \approx 1041$ кН ($\delta \approx 5$ –10 мм). Начало стадии II фиксируется по характерному излому на диаграмме P – ϵ для датчиков T1 и T15, расположенных в концевых сечениях пластины – зонах максимальных изгибающих моментов при двусторонней заделке. Предел текучести $f_y = 345$ МПа последовательно достигается сначала в точках T1 и T15 (нижние концевые сечения), затем – в точках СВ1 и СВ4 (крайние датчики по высоте бетонного ядра). Переход от упругого деформирования к упругопластическому сопровождается резким ускорением нарастания деформаций и снижением наблюдаемой жесткости системы примерно на 15–20 %.

Принципиально важным результатом стадии II является следующее: датчики T2–T14 и T16–T26 на средних участках пластины сохраняют упругое деформирование – их показания составляют 0,10–0,15 %, существенно ниже ϵ_y . Таким образом, зона пластичности строго локализована в пределах концевых 80–120 мм пластины. Данное поведение принципиально отличается от наблю-

даемого в стальных перемычках EBF (Eccentrically Braced Frame, рамы с эксцентричными связями) [6], где текучесть развивается по всей длине связевой зоны: в СТЖБ с ЛА сдерживающий эффект бетонного ядра ограничивает распространение зоны пластичности.

Деформации бетонного ядра на стадии II возрастают до 0,8–1,2 ‰, появляются первые наклонные трещины в бетоне с раскрытием 0,1–0,15 мм под углом 35–45° к горизонтали. Трещины располагаются в нижней части бетонного ядра, что соответствует наклонно-растянутой зоне при изгибно-сдвиговом нагружении короткой и высокой балки. Характер трещин на данном этапе стабилен: раскрытие практически не изменяется при выдержке нагрузки, что свидетельствует об отсутствии прогрессирующего разрушения на стадии II.

*Стадия III: локальная потеря устойчивости сжатой пластины
(определяющая стадия)*

Стадия III ($1000 \text{ кН} < P < P_{\max}$; $\delta \approx 10\text{--}25 \text{ мм}$) является определяющей для механизма разрушения СТЖБ с ЛА. Ее начало фиксируется по появлению видимого выпучивания (гофрирования) наружной поверхности пластины в сжатой зоне – на участке 120–150 мм от концевого сечения к середине пролета. Одновременно с этим датчики ТВ1–ТВ7 в данной зоне начинают демонстрировать нелинейное поведение с нарастающим разбросом показаний по высоте сечения, что указывает на потерю совместности деформирования пластины и бетонного ядра.

Геометрическая картина потери устойчивости: на образце В3.1.1 зафиксировано одно полуволновое выпучивание между двумя соседними стад-болтами (свободный пролет $\approx 110 \text{ мм}$). Прогиб выпучивания у вершины полуволны при $P = P_{\max}$ составил 1,2–1,8 мм (по данным фотограмметрического анализа). На образцах В3.1.2 и В3.1.3 наблюдалась аналогичная картина, однако на В3.1.3 выпучивание развивалось в двух смежных пролетах между стад-болтами, что объясняет несколько большее значение $P_{\max}$ и $\delta_{\max}$ данного образца.

Механизм стадии III определяется взаимодействием двух ключевых факторов. Первый – высокая осевая сила сжатия N в пластине, возникающая от изгиба короткой перемычки с $\ell/h \approx 1,93$. В режиме высокой балки интенсивность арочного действия значительно выше, чем в длинных балках, что приводит к существенно большим продольным усилиям в поясных элементах. По расчетной оценке, на основании теории пластин осевая сила N в пластине при $P = 1041 \text{ кН}$ достигает 0,65–0,70 N_{pl} (где $N_{pl} = f_y \cdot A_s$ – предельная осевая несущая способность пластины). Второй фактор – дискретное расположение стад-болтов оставляет свободные (неподкрепленные) участки пластины длиной около 110 мм между соседними анкерами. Эти участки работают как пластинка, нагруженная в плоскости, для которой критическая сила потери устойчивости N_{cr} пропорциональна $(t/b)^2$, где t – толщина; b – свободная длина участка.

На стадии III деформации в бетонном ядре резко возрастают, датчики СВ1–СВ7 фиксируют значения 1,8–2,1 ‰, что соответствует критическим деформациям по СП 63.13330.2018⁶ ($\epsilon_{b,lim} = 2,0 \text{ ‰}$ для бетона нормального класса; при

⁶ СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003: утв. приказом Минстроя России от 19.12.2018 № 832/пр: введ. 20.06.2019. Москва: Стандартинформ, 2019.

высокопрочном В30 с модифицированным портландцементом предельная деформация несколько выше – до 2,2 ‰). Интенсивность трещинообразования нарастает: образуются дополнительные косые трещины с раскрытием до 0,5–0,8 мм, а первоначальные трещины расширяются до 0,3–0,5 мм. Жесткость системы на стадии III снижается на 35–40 % по сравнению со стадией I.

Выпучивание пластины на стадии III не является необратимым: система продолжает воспринимать нагрузку с постепенным снижением жесткости. Тем не менее именно стадия III определяет верхнюю границу несущей способности СТЖБ с ЛА, поскольку после ее начала ускоряется образование наклонных трещин в бетонном ядре и нарастает перераспределение усилий на анкерное крепление, что неизбежно ведет к стадии IV. Данный вывод имеет большое конструктивное значение: предотвращение или задержка стадии III путем усиления анкерного крепления позволяет существенно повысить несущую способность системы.

Стадия IV: диагональное разрушение бетонного ядра

Стадия IV начинается при $P \approx P_{\max}$ ($\delta > 25$ мм) и характеризуется резкой потерей несущей способности при одновременном значительном нарастании перемещений. Падение нагрузки составляет 3–7 % при увеличении перемещения на 5–10 мм за один шаг нагружения – квазихрупкое поведение, нетипичное для традиционных SRC-перемычек, у которых снижение нагрузки носит более плавный характер [7]. Данная особенность объясняется накопленным повреждением бетонного ядра на стадии III (критические деформации 1,8–2,1 ‰), вследствие чего бетон к началу стадии IV уже находится в запредельной области.

Визуальная картина разрушения документирована на рис. 8 (см. далее): в стальной пластине обнаруживается наклонная трещина под углом 35–40° к горизонтали (срезовое разрушение в зоне концентрации напряжений у края выпучивания); в бетонном ядре раскрывается сквозная диагональная трещина с шириной раскрытия 2–3 мм. Трещина ориентирована от нижнего угла одного концевого сечения к верхнему углу противоположного, что является характерным признаком диагонального разрушения при сдвиге – типичного для элементов с $\ell/h < 4,5$ [3, 11]. После разрушения бетонного ядра нагрузка перераспределяется на пластину и стад-болты, однако те не выдерживают дополнительного усилия, что приводит к стремительному нарастанию перемещений и полной потере несущей способности.

Максимальные деформации стальной пластины при $P = P_{\max}$ составили $\varepsilon_{s,\max} = 1,03$ ‰ в среднем по трем образцам (6ε_y). Следует подчеркнуть, что данные деформации зафиксированы в локальной зоне у края выпучивания, а не по всей длине пластины, что исключает интерпретацию механизма как равномерного «течения» металла по длине. Концентрация деформаций является следствием стадии III: после потери устойчивости в зоне выпучивания возникает интенсивная концентрация деформаций с последующим срезом при $P \approx P_{\max}$.

Тензограммы и характер деформирования стальной пластины

На рис. 6 представлены тензограммы датчиков ТВ1–ТВ7, расположенных по высоте сечения пластины в середине пролета образца В3.1.1. Горизонтальная ось – нагрузка P (кН), вертикальная – деформации ε (‰). На тензограммах отчет-

ливо прослеживаются четыре стадии нагружения: линейный участок (I), перелом кривых для датчиков ТВ1 и ТВ7 при $P \approx 500$ кН (II), резкое расхождение кривых при $P > 1000$ кН (III) и выход за пределы шкалы регистрации при $P = P_{\max}$ (IV).

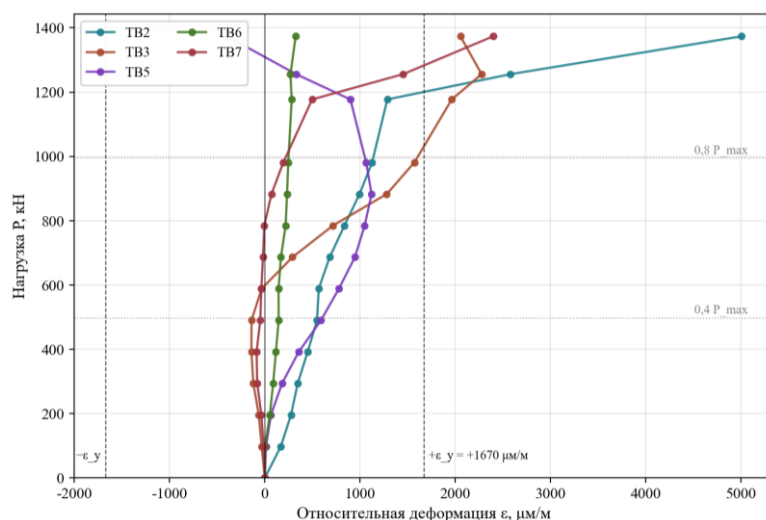


Рис. 6. Тензограммы датчиков ТВ1–ТВ7 стальной пластины по высоте сечения для образца В3.1.1 (всего 5 датчиков с активной регистрацией)

Fig. 6. Strain-gauge curves TB1–TB7 of the steel plate over the section height for specimen B3.1.1

На рис. 7 приведено сопоставление тензограмм датчика ТВ3 для трех образцов серии В3.1 – зависимость P – ϵ для крайнего датчика по высоте сечения, наиболее чувствительного к переходу между стадиями.

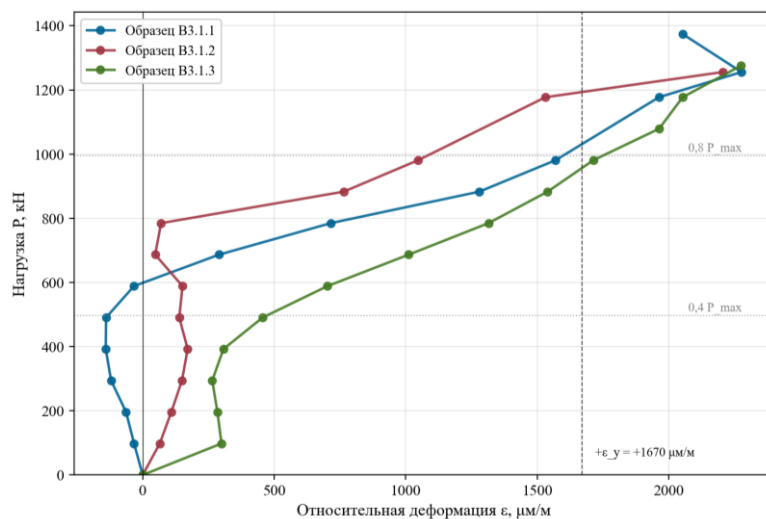


Рис. 7. Сопоставление тензограмм датчика ТВ3 для образцов В3.1.1, В3.1.2, В3.1.3 (датчик ТВ3 выбран как наиболее активный во всех трех образцах серии)

Fig. 7. Comparison of TB3 strain-gauge curves for B3.1.1, B3.1.2, B3.1.3 specimens (TB3 gauge selected as most active in all three specimens)

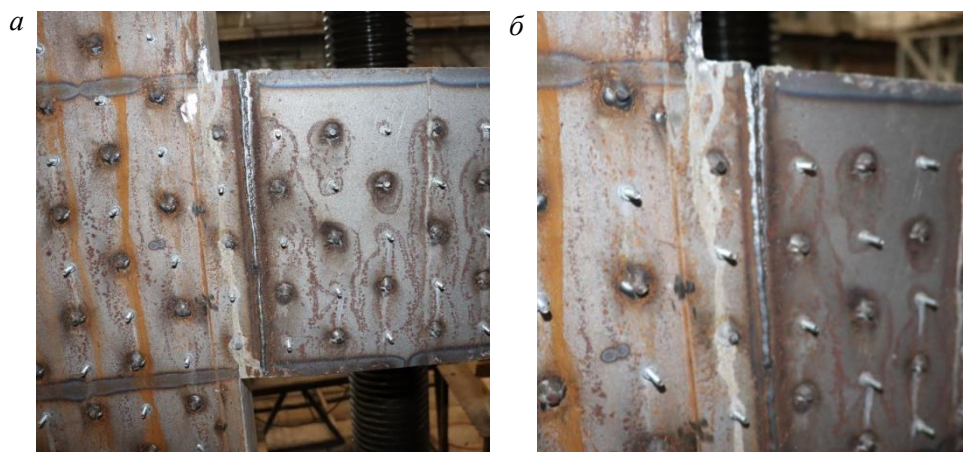


Рис. 8. Карта разрушения образца В3.1.1 после исчерпания несущей способности:

a – локальное выпучивание стальной пластины – стадия III; *б* – отрыв пластины от полки и деформированные стад-болты – стадия IV

Fig. 8. Failure map of specimen B3.1.1 after exhaustion of load-bearing capacity:

a – local buckling of steel plate (stage III); *b* – plate separation from flange and deformed stud-bolts (stage IV)

Хорошее совпадение кривых на всех четырех стадиях подтверждает высокую воспроизводимость механизма разрушения. Незначительные расхождения в области стадии III ($P > 1000$ кН) объясняются локальными отклонениями начального рельефа поверхности пластины, разбросом механических характеристик бетона и индивидуальными особенностями развития трещин.

Уникальность четырехстадийного механизма разрушения СТЖБ с ЛА

Принципиальная схема четырехстадийного механизма показана на рис. 9. Установленный четырехстадийный механизм разрушения СТЖБ с ЛА перемычки принципиально отличается от поведения конструкций всех ранее изученных типов. Для систематического сопоставления необходимо рассмотреть четыре наиболее близких типа: 1) традиционные железобетонные перемычки с диагональным армированием; 2) стальные связевые балки типа EBF; 3) стале-железобетонные перемычки типа SRC; 4) конструкции типа CFB. Принципиальное отличие СТЖБ с ЛА состоит в наличии третьей стадии – потери устойчивости листового элемента, которая отсутствует в конструкциях без тонкостенных наружных элементов.

Классическая диаграмма P – δ монолитных железобетонных перемычек с диагональным армированием [1] включает три стадии: линейно-упругая работа, диффузное трещинообразование, исчерпание несущей способности по диагонали с постепенным снижением жесткости. В СТЖБ с ЛА аналогом первых двух стадий служат стадии I и II, однако стадия III (потеря устойчивости пластины) не имеет аналога в железобетоне – принципиально ввиду отсутствия тонкостенного стального элемента. Кроме того, стадия IV у СТЖБ с ЛА носит более резкий характер по сравнению с железобетоном благодаря накопленному повреждению на стадии III.

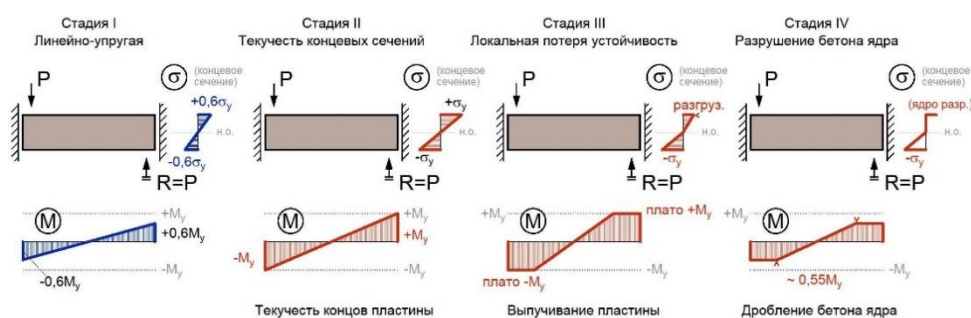


Рис. 9. Принципиальная схема четырех стадий разрушения сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием

Fig. 9. Schematic of the four failure stages of steel-reinforced concrete coupling beam with external steel plate composite reinforcement

Сопоставление с классическими стальными перемычками [6] демонстрирует иную последовательность: текучесть по всей длине связевой зоны → образование пластических шарниров в концевых сечениях → сдвиговое разрушение. В СТЖБ с ЛА зона текучести строго локализована в концевых 80–120 мм (стадия II), а в средней части пластины деформации остаются упругими вплоть до стадии III. Это различие объясняется сдерживающим эффектом бетонного ядра и дискретным анкерным креплением, препятствующим свободному развитию пластической зоны по длине стального элемента.

Конструкции типа SRC [7] демонстрируют двухстадийное разрушение при значительно большем угле поворота ($\theta_u = 0,05–0,07$ рад против 0,033 рад для СТЖБ с ЛА). Большая деформативность SRC обусловлена тем, что стальной профиль находится внутри бетона и его выпучивание полностью сдержано бетонным охватом. В СТЖБ с ЛА наружное расположение пластины исключает охват с внешней стороны, резко снижая критическую нагрузку на потерю устойчивости и ограничивая деформативность.

В конструкциях CFB [11] двойной охват позволяет равномерно распределить потерю устойчивости по обеим пластинам, что замедляет развитие разрушения и дает более плавную диаграмму $P-\delta$ после $P_{\max}$. СТЖБ с ЛА же демонстрирует квазихрупкое снижение нагрузки на стадии IV, что является следствием одностороннего расположения несущего элемента и концентрированного характера разрушения в зоне выпучивания.

Стадия III как ключевой конструктивный ограничитель

Анализ экспериментальных данных показывает, что несущая способность СТЖБ с ЛА непосредственно определяется критической нагрузкой стадии III. Критическое напряжение потери устойчивости пластины шириной b и толщиной t при сжатии в плоскости определяется по формуле Эйлера для защемленной по одной стороне пластины [18]:

$$\sigma_{cr} = k \cdot \pi^2 \cdot E_s / (12(1 - \nu^2))(t/b)^2, \quad (2)$$

где k – коэффициент продольной устойчивости, зависящий от краевых условий (для свободного края $k = 0,425$); $\nu = 0,3$ – коэффициент Пуассона стали;

$b \approx 105\text{--}110$ мм – свободная длина пластины между стад-болтами; $t = 4$ мм – толщина пластины.

Подстановка числовых значений дает $\sigma_{cr} = 680\text{--}1740$ МПа. Верхняя граница этого диапазона заметно превышает f_y , что означает следующее: при шаге стад-болтов 110 мм и свободном участке $b \approx 110$ мм устойчивость теоретически обеспечена. Однако с учетом начальных несовершенств пластины (ГОСТ 19903⁷ – стрелка прогиба при прокатке до $1/750$ длины), остаточных сварочных напряжений и краевых условий в зоне стад-болтов (не полное защемление) реальная критическая нагрузка существенно ниже теоретической. По результатам экспериментов, потеря устойчивости наступала при $\sigma_s \approx 0,60\text{--}0,65f_y$ в пластине, что соответствует снижению критической нагрузки на 25–30 % вследствие начальных несовершенств.

Так, можно сформулировать следующий практический вывод: уменьшение шага стад-болтов в концевых зонах пластины со 110 до 55 мм приводит к сокращению свободного участка b с 110 до 45 мм (с учетом диаметра стад-болтов), что по формуле (2) увеличивает σ_{cr} в 7 раз. Это означает, что при доработанной схеме анкерного крепления потеря устойчивости наступит значительно позже, а несущая способность СТЖБ с ЛА может быть повышена ориентировочно на 20–30 % без увеличения сечения.

Дополнительную роль в стадии III играет жесткость контактной зоны «стад-болт – бетон»: чем выше класс бетона ядра, тем выше локальная жесткость опоры пластины и, как следствие, критическое напряжение ее локальной потери устойчивости σ_{cr} . Для конструкций СТЖБ с ЛА в высотных зданиях, где стадия III является определяющей, нижний предел класса бетона ядра целесообразно установить не ниже В40: при В30 (как в испытанных образцах) запас по σ_{cr} сокращается, что подтверждается опытными значениями относительных деформаций пластины $\varepsilon_{s,max} = (1,15\text{--}1,21)\varepsilon_y$, близкими к границе текучести.

Сопоставление с зарубежными типологиями

В табл. 2 приведено систематическое сопоставление несущей способности и деформативности СТЖБ с ЛА с аналогичными типологиями сталежелезобетонных перемычек по данным ведущих международных исследовательских групп.

Таблица 2

Сопоставление типологий сталежелезобетонных перемычек

Table 2

Comparison of composite coupling beam

Тип	Источник	P_{max} , кН	θ_u , рад	Стадии	Особенности
СТЖБ с ЛА (настоящая работа)	Серия В3.1, ЦНИИСК, 2024	1256–1373	0,030–0,037	I–II–III–IV	Четырехстадийный механизм; превышение SRC на 35–45 %

⁷ ГОСТ 19903–2015. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент: введ. 01.01.2017. Москва: Стандартинформ, 2016.

Окончание табл. 2

End of table 2

Тип	Источник	$P_{\max}$, кН	θ_u , рад	Стадии	Особенности
SRC	[5]	880–950	0,05–0,07	I–II–III	Классический: течу- честь $\rightarrow$ шарнир; высокий θ_u
DRCB	[6, 7]	750–830	0,06–0,08	I–II–III	Диагональное армиро- вание; высокий θ_u ; низкий $P_{\max}$
CFB	[8]	940– 1010	0,039– 0,046	I–II–III	Двойной охват; плавный P – δ ; иная кинематика

Примечание. θ_u – угол поворота при предельном состоянии; SRC – Steel-Reinforced Concrete; DRCB – Diagonally Reinforced Coupling Beam; CFB – Concrete-Filled Box beam; I–II–III – трехстадийный механизм; I–II–III–IV – четырехстадийный механизм (настоящая работа).

Из данных табл. 2 следует, что конструкция СТЖБ с ЛА обеспечивает наибольшую несущую способность среди рассмотренных типологий: $P_{\max} = 1256–1373$ кН против 880–950 кН у SRC (+30–35 %) и 750–830 кН у DRCB (+45–55 %). Это превышение нельзя объяснить исключительно классом бетона (B30 vs B35 у образцов UCLA): при нормировании на $\sqrt{f_c}$ разница по-прежнему составляет 20–25 %, что указывает на структурный вклад наружного положения пластины в несущую способность. Вместе с тем угол поворота θ_u у СТЖБ с ЛА ниже, чем у SRC и DRCB, что обусловлено стадией III, ограничивающей деформативность конструкции.

Анализ превышения несущей способности над типом SRC

Соотношение $P_{\max}(\text{СТЖБ с ЛА})/P_{\max}(\text{SRC}) = 1301/915 \approx 1,42$ (превышение примерно 40 %) обусловлено совокупностью факторов, которые можно разграничить на материальные и геометрические составляющие.

Материальные факторы:

1) бетонное ядро: проектный класс B30 ($R_b = 17,0$ МПа) близок к B35 ($R_b \approx 19,5$ МПа) в образцах UCLA; различие около 13 % нивелируется другими факторами;

2) стальная пластина: использование стали С345 с пределом текучести 345 МПа, которая по данным контрольных испытаний на разрыв обычно превышает нормативное значение на 5–10 %, что обеспечивает дополнительный вклад в несущую способность пластины порядка 5–8 %.

Геометрические факторы:

1) наружное расположение пластины увеличивает плечо внутренней пары сил «пластина – бетон» по сравнению с внутренним профилем SRC, что повышает момент сопротивления составного сечения на 12–18 %;

2) толщина пластины 4 мм при ширине перемычки 200 мм дает площадь сечения $A_s = 800$ мм², сопоставимую с типичной площадью стального профиля в SRC-перемычке аналогичного сечения;

3) отношение $\ell/h \approx 1,93$ соответствует более выраженному режиму высокой балки, чем у образцов UCLA ($\ell/h \approx 2,4$), что усиливает арочное действие и дополнительно повышает несущую способность.

Однако более низкий θ_u у СТЖБ с ЛА по сравнению с SRC означает, что высокая несущая способность достигается ценой меньшей деформативности. В задачах с повышенными требованиями к деформативности это создает дилемму: при высоком $P_{\max}$ требования к θ_u могут не удовлетворяться. Автор предполагает, что оптимальным является гибридное решение: СТЖБ с ЛА с уменьшенным шагом стад-болтов в концевых зонах, что позволит одновременно повысить θ_u (за счет задержки стадии III) и сохранить высокий $P_{\max}$.

Нормативный вопрос: деформации стали $\varepsilon_s = 1,03 \%$

Зафиксированные в опыте максимальные деформации стальной пластины $\varepsilon_s = 1,03 \%$ ($6\varepsilon_y$) при $P = P_{\max}$ требуют нормативной интерпретации. С точки зрения СП 16.13330.2017⁸ «Стальные конструкции» данный уровень деформаций допустим – нормы не устанавливают явных ограничений на деформации стальных конструктивных элементов в области пластичности. AISI 341–22⁹ устанавливает требования к конструктивным деталям для обеспечения $\varepsilon_s = 2–4 \%$ в зонах пластического шарнира рамных конструкций при особых сочетаниях нагрузок – в 2–4 раза больше, чем зафиксировано в данной работе.

С другой стороны, СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» нормирует предельную деформацию арматуры $\varepsilon_{s,ult} = 2,5 \%$ для нелинейного деформирования железобетонных элементов. Хотя пластина СТЖБ с ЛА формально не является арматурой, при совместной проверке несущей способности по взаимодействию «бетон – сталь» инженер неизбежно обращается к обоим документам одновременно, что порождает правовую неопределенность при проектировании. Данная ситуация подтверждает необходимость специального нормативного документа для СТЖБ с ЛА.

Автор предлагает дополнить СП 266.1325800.2016 специальным разделом «Сталежелезобетонные переемы с наружными листовыми элементами», в котором следует установить: $\varepsilon_{s,ult} = 2,0 \%$ для циклического нагружения (особые сочетания нагрузок, СП 14.13330¹⁰) и $\varepsilon_{s,ult} = 2,5 \%$ для монотонного нагружения. Данные значения обоснованы соображениями низкоциклового усталости при повторных циклических воздействиях и соответствуют нижней границе рекомендаций AISI 341–22 для элементов с ограниченной деформативностью.

Рекомендации по конструированию и нормированию

На основании анализа экспериментальных результатов и выявленного четырехстадийного механизма разрушения сформулированы конструктивные рекомендации и предложения по нормированию. Ниже приведены пять ключе-

⁸ СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. СНиП II-23–81*: утв. приказом Минстроя России от 27.02.2017 № 126/пр: введ. 28.08.2017. Москва: Стандартинформ, 2017.

⁹ ANSI/AISC 341–22. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction, 2022.

¹⁰ СП 14.13330.2018. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7–81*: утв. приказом Минстроя России от 26.12.2017 № 1711/пр: введ. 27.06.2018. Москва: Стандартинформ, 2019.

вых рекомендаций, охватывающих конструктивные и нормативные аспекты применения СТЖБ с ЛА в высотных зданиях.

1. Уменьшение шага стад-болтов в концевых зонах. В концевых зонах пластины длиной ориентировочно $1/4...1/2h$ (h – высота перемычки) от торца перемычки рекомендуется уменьшить шаг стад-болтов примерно в 2 раза относительно рядового шага, принятого в пролете перемычки. Данная мера позволит повысить критическую нагрузку потери устойчивости до 6–7 раз, обеспечив переход к стадии IV при более высоком уровне нагружения и увеличив θ_u .

2. Требования к проверке локальной устойчивости пластины. В СП 266.1325800 и нормативных документах для высотных зданий необходимо ввести обязательную проверку локальной устойчивости наружной пластины перемычки СТЖБ с ЛА при действии расчетных сочетаний нагрузок. Рекомендуется использовать методологию EN 1993-1-1¹¹ или AISC 360–22 с введением региональных поправочных коэффициентов, откалиброванных по результатам настоящих испытаний. Разработку соответствующего раздела СП 266.1325800 целесообразно вести с опорой на подход [16], где методология нормирования сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием проработана для сходного класса ответственности.

3. Регламентация предельных деформаций. СП 266.1325800 следует дополнить нормой по предельным деформациям стальных листовых элементов в составных перемычках: $\varepsilon_{s,ult} = 2,0$ % при циклическом нагружении (особые сочетания нагрузок) и $\varepsilon_{s,ult} = 2,5$ % при монотонном статическом нагружении.

4. Нормирование класса бетона ядра. Для конструкций СТЖБ с ЛА в высотных зданиях рекомендуется установить минимальный класс бетона ядра не ниже В40, учитывая необходимость достаточной опорной жесткости для анкерного крепления пластины в концентрированных зонах деформаций.

5. Требования к контролю начальных несовершенств пластины. Ввиду высокой чувствительности несущей способности на стадии III к начальному рельефу пластины при изготовлении следует контролировать плоскостность наружной пластины перемычки. Рекомендуемое ограничение – стрела прогиба не более $1/1000$ длины, что является ужесточением по сравнению с требованиями ГОСТ 19903. Циклические и сейсмические воздействия не рассматривались в данной серии испытаний и требуют отдельной экспериментальной верификации.

Заключение

На основе вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Впервые установлен и описан четырехстадийный механизм разрушения сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием. Механизм включает последовательно: стадию совместной упругой работы стальной пластины и бетонного ядра; стадию начала текучести стали в концевых сечениях при сохранении упругости средней зоны; стадию локальной потери устойчивости сжатой пластины – определяющую стадию для конструкции

¹¹ EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.

с малой длиной пролета; стадию разрушения бетонного ядра с резким ростом перемещений.

2. Среднее значение несущей способности базовой серии составило 1301 кН при коэффициенте вариации 4,8 %, что значительно ниже норматива в 5 % и подтверждает высокую воспроизводимость результатов. Угол поворота на уровне предельного состояния достиг значений 0,030–0,037 рад, что соответствует нижней границе требований зарубежных норм (ACI 374.2R–13 устанавливает порог $\theta_u \geq 0,04$ рад для перемычек специальной сейсмостойкой классификации).

3. Локальная потеря устойчивости сжатой пластины является ключевым конструктивным ограничителем несущей способности рассматриваемой конструкции. Этот результат показывает необходимость нормирования минимальных шагов крепления стальных пластин в зонах концентрации сжимающих напряжений.

4. Несущая способность сталежелезобетонной перемычки с внешним листовым армированием превышает аналогичный показатель для перемычек со скрытым стальным профилем на 30–35 %. Превышение объясняется большей эффективной площадью сжатой стали при сопоставимой геометрии сечения. Полученные закономерности могут быть использованы при оценке живучести связевых стен высотных зданий в соответствии с подходом [17].

5. Зафиксированные относительные деформации стальной пластины при предельном состоянии превышают величину деформаций, соответствующих пределу текучести стали ϵ_y . Окончательная количественная оценка отношения $\epsilon_{s,max}/\epsilon_y$ требует дополнительной верификации показаний тензорезисторов на завершающих этапах нагружения, на которых возможны искажения сигнала вследствие локального выпучивания пластины и частичной потери сцепления клеевого слоя с подложкой. Требуется примечание в нормативных документах по высотному строительству, регламентирующее предельные деформации стали для сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Paulay, T., Binney, J.R.* Diagonally reinforced coupling beams of shear walls // ACI Special Publication. 1974. SP-42. P. 579–598.
2. *Park, R., Paulay, T.* Reinforced Concrete Structures. New York : John Wiley & Sons, 1975. 769 p.
3. *Nie, J.-G., Hu, H.-S., Eatherton, M.R.* Concrete filled steel plate composite coupling beams: Experimental study // Journal of Constructional Steel Research. 2014. V. 94. P. 49–63. DOI: 10.1016/j.jcsr.2013.10.024
4. *Lam, W.Y., Su, R.K.L., Pam, H.J.* Experimental Study on Embedded Steel Plate Composite Coupling Beams // Journal of Structural Engineering. 2005. V. 131. № 8. P. 1294–1302. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:8(1294)
5. *Su, R.K.L., Lam, W.Y., Pam, H.J.* Experimental study of plate-reinforced composite deep coupling beams // Structural Design of Tall and Special Buildings. 2009. V. 18. № 2. P. 235–257. DOI: 10.1002/tal.407
6. *Harries, K.A., Cook, W.D., Mitchell, D., Redwood, R.G.* The use of steel beams coupling concrete walls // Canadian Society for Civil Engineering. 1992. P. 509–516.
7. *Motter, C.J., Lehman, D.E., Lowes, L.N.* Steel-reinforced concrete coupling beams. I: Testing // Journal of Structural Engineering. 2017. V. 143. № 3. Article 04016191. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001713
8. *Naish, D.A.B., Fry, A., Klemencic, R., Wallace, J.W.* Reinforced concrete coupling beams – Part I: Testing // ACI Structural Journal. 2013. V. 110. № 6. P. 1057–1066.

9. Naish, D.A.B., Fry, A., Klemencic, R., Wallace, J.W. Reinforced concrete coupling beams – Part II: Modeling // *ACI Structural Journal*. 2013. V. 110. № 6. P. 1067–1076.
10. Motter, C.J., Lehman, D.E., Lowes, L.N. Steel-reinforced concrete coupling beams. II: Modeling // *Journal of Structural Engineering*. 2017. V. 143. № 3. Art. 04016192. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001671
11. Liu, Y., Sun, F., Jiao, L., Pan, H., Xu, D. Investigation of cyclic behavior of steel–concrete composite coupling beams with axial rib corrugated webs // *Scientific Reports*. 2025. V. 15. Art. 8566. DOI: 10.1038/s41598-025-91414-0
12. Kizilarslan, E., Broberg, M., Shafaei, S., Varma, A.H., Bruneau, M. Non-linear analysis models for composite plate shear walls – concrete filled (C-PSW/CF) // *Journal of Constructional Steel Research*. 2021. V. 184. Art. 106803. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106803
13. Травуш, В.И., Конин, Д.В., Крылов, А.С., Арленинов, П.Д., Рожкова, Л.С., Жданова, А.А., Гаврилов, Д.Н., Ведяков, М.И. Прочность и деформативность изгибаемых сталежелезобетонных элементов с листовым армированием с учетом трещин // *Строительство и реконструкция*. 2025. № 5 (121). С. 42–56. URL: <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2025-121-5-42-56>
14. Travush, V.I., Konin, D.V., Krylov, A.S. Static bearing capacity of steel-plate composite walls // *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2023. V. 19. № 4. P. 166–181. DOI: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181
15. Конин, Д.В. Современные несущие стальные и сталежелезобетонные конструкции для многоэтажных и высотных зданий : специальность 2.1.1. «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Конин Денис Владимирович. Москва : НИУ МГСУ, 2025. 386 с.
16. Белов, В.В., Ведяков, И.И., Виханский, Губа, С.В., Иванов, Д.В., Конин, Д.В., Крылов, А.С., Рожкова, Л.С., Табаев, И.М. Нормы проектирования сталежелезобетонных конструкций с листовым армированием для атомных станций // *Промышленное и гражданское строительство*. 2025. № 8. С. 12–21. DOI: 10.33622/0869-7019.2025.08.12-21. EDN: DJABVQ
17. Тамразян, А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // *Железобетонные конструкции*. 2023. Т. 3. № 3. С. 62–74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74
18. Тимошенко, С.П., Войновский-Кригер, С. Пластины и оболочки. Москва : Физматгиз, 1963. 635 с.

REFERENCES

1. Paulay, T., Binney, J.R. Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls. ACI Special Publication, 1974; SP-42. Pp. 579–598.
2. Park, R., Paulay, T. Reinforced Concrete Structures. New York: John Wiley & Sons, 1975. 769 p.
3. Nie, J.-G., Hu, H.-S., Eatherton, M.R. Concrete Filled Steel Plate Composite Coupling Beams: Experimental study. *Journal of Constructional Steel Research*. 2014; 94: 49–63. DOI: 10.1016/j.jcsr.2013.10.024
4. Lam, W.Y., Su, R.K.L., Pam, H.J. Experimental Study on Embedded Steel Plate Composite Coupling Beams. *Journal of Structural Engineering*. 2005; 131(8): 1294–1302. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:8(1294)
5. Su, R.K.L., Lam, W.Y., Pam, H.J. Experimental Study of Plate-reinforced Composite Deep Coupling Beams. *Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2009; 18(2): 235–257. DOI: 10.1002/tal.407
6. Harries, K.A., Cook, W.D., Mitchell, D., Redwood, R.G. The Use of Steel Beams Coupling Concrete Walls. Canadian Society for Civil Engineering. 1992. Pp. 509–516.
7. Motter, C.J., Lehman, D.E., Lowes, L.N. Steel-reinforced Concrete Coupling Beams. I: Testing. *Journal of Structural Engineering*. 2017; 143(3): 04016191. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001713
8. Naish, D.A.B., Fry, A., Klemencic, R., Wallace, J.W. Reinforced Concrete Coupling Beams – Part I: Testing. *ACI Structural Journal*. 2013; 110(6): 1057–1066.
9. Naish, D.A.B., Fry, A., Klemencic, R., Wallace, J.W. Reinforced Concrete Coupling Beams – Part II: Modeling. *ACI Structural Journal*, 2013; 110(6): 1067–1076.
10. Motter, C.J., Lehman, D.E., Lowes, L.N. Steel-reinforced Concrete Coupling Beams. II: Modeling. *Journal of Structural Engineering*. 2017; 143(3): 04016192. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001671

11. Liu, Y., Sun, F., Jiao, L., Pan, H., Xu, D. Investigation of Cyclic Behavior of Steel-concrete Composite Coupling Beams with Axial Rib Corrugated Webs. *Scientific Reports*. 2025; 15: 8566. DOI: 10.1038/s41598-025-91414-0
12. Kizilarlan, E., Broberg, M., Shafaei, S., Varma, A.H., Bruneau, M. Non-linear Analysis Models for Composite Plate Shear Walls – Concrete Filled (C-PSW/CF). *Journal of Constructional Steel Research*. 2021; 184: 106803. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106803
13. Travush, V.I., Konin, D.V., Krylov, A.S., Arleninov, P.D., Rozhkova, L.S., Zhdanova, A.A., Gavrilov, D.N., Vedyakov, M.I. Strength and Deformability of Bending Composite Concrete Elements with Plate Reinforcement Considering Cracks. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2025; 5(121): 42–56. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-121-5-42-56 (In Russian)
14. Travush, V.I., Konin, D.V., Krylov, A.S. Static Bearing Capacity of Steel-plate Composite Walls. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2023; 19(4): 166–181. DOI: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181
15. Konin, D.V. Modern Load-bearing Steel and Steel-Reinforced Concrete Structures for Multi-Storey and High-Rise Buildings. DSc Thesis. Moscow: NIU MGSU, 2025. 386 p. (In Russian)
16. Belov, V.V., Vedyakov, I.I., Vikhanskiy, Guba, S.V., Ivanov, D.V., Konin, D.V., Krylov, A.S., Rozhkova, L.S., Tabaev, I.M. Design Standards for Composite Concrete Structures with Plate Reinforcement for Nuclear Power Plants. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2025; 8: 12–21. DOI: 10.33622/0869-7019.2025.08.12-21. EDN: DJABVQ (In Russian)
17. Tamrazyan, A.G. Conceptual Approaches to Assessing Building Robustness. *Zhelezobetonnye konstruksii*. 2023; 3(3): 62–74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74 (In Russian)
18. Timoshenko, S.P., Woinowsky-Krieger, S. Theory of Plates and Shells. Moscow, Fizmatgiz, 1963. 635 p. (In Russian)

Сведения об авторе

Десяткин Михаил Александрович, гл. конструктор, ООО «Инфорспроект», 115280, Россия, г. Москва, ул. Ленинская Слобода, 19, mdesyatkin@yandex.ru

Authors Details

Mikhail A. Desyatkin, Chief Designer, ООО 'Inforsproek', 19, Leninskaya Sloboda Str., 115280, Moscow, Russia, mdesyatkin@yandex.ru