

Влияние начального прогиба профилированного настила на прочность сталежелезобетонной плиты перекрытия в стадии эксплуатации

Юлия Александровна Шапошникова, Евгений Александрович Калинин

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

АННОТАЦИЯ

Введение. Сталежелезобетонные конструкции в настоящее время являются быстроразвивающимся и перспективным направлением монолитного железобетонного строительства. Возрастающие объемы применения комбинированных конструкций и некоторые особенности их сопротивления в стадиях изготовления и эксплуатации вызывают закономерный интерес у исследователей к установлению реального напряженно-деформированного состояния на всех этапах жизненного цикла конструкции. Цель исследования — изучение влияния начального прогиба профилированного настила в стадии бетонирования на прочность сталежелезобетонных плит при эксплуатации. Объект исследования — однопролетные ортотропные сталежелезобетонные плиты перекрытий, выполненные по несъемной опалубке в виде профилированного настила марок Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 и TRP200 по ГОСТ Р 52246, толщиной 0,7–0,9 мм. Предмет исследования — прочность сталежелезобетонной плиты с учетом доэксплуатационного состояния конструкции.

Материалы и методы. Применялся расчетно-аналитический метод исследования на основе действующих в РФ нормативных документов.

Результаты. Установлены значения дополнительных изгибающих моментов и поперечных сил в сталежелезобетонных плитах в стадии эксплуатации, вызванные первичным прогибом профнастила, в стадии бетонирования. Выявлены зависимости действующих усилий от размеров пролета и величины полезной нагрузки для различных марок профлиста. Анализ результатов исследования реализован в графической и табличной формах. Полученные данные для наиболее распространенных марок профлиста и пролетов плит при различных уровнях нагрузки свидетельствуют о необходимости увеличения рабочего армирования плит по отношению к первоначальному армированию.

Выводы. Сделан вывод о необходимости проведения уточняющих прочностных расчетов с учетом геометрической нелинейности конструкции в стадии эксплуатации вследствие перегруза профнастила бетонной смесью при бетонировании из-за развития начальных прогибов. При пролетах плиты 3,5 м и более и полезных нагрузках свыше 3 кПа прогиб на стадии бетонирования от действия повышенного веса бетонной смеси приводит к необходимости установки дополнительного продольного армирования в ребрах плиты. Полученные сведения могут использоваться при проектировании сталежелезобетонных плит перекрытий и оценке технического состояния сталежелезобетонных плит.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: комбинированная конструкция, несъемная опалубка, параболическая нагрузка, прогиб, профилированный настил, профлист, профнастил, прочность, сталежелезобетонная плита

Благодарности. Авторы выражают благодарность анонимным рецензентам за целесообразные замечания.

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Шапошникова Ю.А., Калинин Е.А. Влияние начального прогиба профилированного настила на прочность сталежелезобетонной плиты перекрытия в стадии эксплуатации // Вестник МГСУ. 2025. Т. 20. Вып. 10. С. 1508–1521. DOI: 10.22227/1997-0935.2025.10.1508-1521

Автор, ответственный за переписку: Юлия Александровна Шапошникова, yuliatalyzova@yandex.ru.

Influence of initial deflection of profiled deck on the strength of steel-reinforced concrete floor slab during operation

Yuliya A. Shaposhnikova, Evgeny A. Kalinin

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

ABSTRACT

Introduction. Currently, composite structures are a rapidly developing and promising area of monolithic reinforced concrete construction. The increasing use of combined structures and some features of their resistance at the stages of manufacture and operation arouse the natural interest of researchers in establishing the real stress-strain state at all stages of the life cycle of the structure. The aim of the work was to study the effect of the initial deflection of the profiled sheeting at the concreting stage on the strength of composite slabs at the operation stage. The object of the study was single-span orthotropic composite floor slabs made on permanent formwork in the form of profiled sheeting grades H75, H144, H153

according to GOST 24045–2016 and TRP200 according to GOST R 52246, 0.7–0.9 mm thick. The subject of the study was the strength of the composite slab, taking into account the pre-operational state of the structure.

Materials and methods. The study used a calculation and analytical research method based on regulatory documents in force in the Russian Federation.

Results. The values of additional bending moments and shear forces in composite slabs at the operational stage caused by the primary deflection of the corrugated sheet at the concreting stage were determined. The dependences of the acting forces on the span dimensions and the useful load value for various grades of corrugated sheets were revealed. The analysis of the research results was implemented in graphical and tabular forms. The data obtained for the most common grades of corrugated sheets and slab spans at various load levels indicate the need to increase the working reinforcement of the slabs in relation to the initial reinforcement.

Conclusions. Based on the results of the study, a conclusion was made on the need to carry out clarifying strength calculations, taking into account the geometric nonlinearity of the structure, at the operational stage due to the overload of the corrugated sheet with concrete mix during concreting due to the development of initial deflections. With slab spans greater than 3.5 m and useful loads over 3 kPa, the deflection at the concreting stage due to the action of the increased weight of the concrete mix leads to the need to install additional longitudinal reinforcement in the ribs of the slab. The obtained data can be used in the design of composite concrete floor slabs and in assessing the technical condition of composite concrete slabs.

KEYWORDS: combined structure, deflection, corrugated sheet, parabolic load, permanent formwork, profiled sheeting, reinforced concrete slab, steel-reinforced concrete structures, strength

Acknowledgements. The authors would like to thank the anonymous reviewers for their helpful comments.

FOR CITATION: Shaposhnikova Yu.A., Kalinin E.A. Influence of initial deflection of profiled deck on the strength of steel-reinforced concrete floor slab during operation. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2025; 20(10):1508-1521. DOI: 10.22227/1997-0935.2025.10.1508-1521 (rus.).

Corresponding author: Yuliya A. Shaposhnikova, yuliatalyzova@yandex.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Одной из перспективных быстроразвивающихся областей проектирования являются сталежелезобетонные конструкции, которые прочно заняли особую нишу в сфере монолитного железобетонного строительства. В РФ и за рубежом применяются сталежелезобетонные плиты перекрытий в составе комбинированных конструкций для строительства теплых и холодных зданий паркингов, торговых и офисных центров и других гражданских зданий [1–3].

Широкое использование сталежелезобетона обусловлено характерными особенностями, которые выделяют его среди других видов монолитных конструкций. Так, применение стального профилированного листа в качестве внешнего армирования повышает изгибную жесткость и прочность конструкции в целом, а функция листа как несъемной опалубки защищает бетон от агрессивных внешних воздействий среды, тем самым увеличивая ее долговечность. Описанные аспекты также способствуют уменьшению материалоемкости и удешевлению производства работ [4–6].

Многие российские и зарубежные ученые изучали различные вопросы работы сталежелезобетонных перекрытий, опирающихся на металлические балки. Ф.С. Замалиев, А.Г. Тамразян, С.Н. Арутюнян исследовали напряженно-деформированное состояние (НДС) комбинированного перекрытия с учетом доэксплуатационного состояния его элементов [7, 8]. В трудах А.И. Бедова, Ю.А. Шапошниковой представлен анализ влияния разных факторов, таких как вид профнастила, пролет и толщина плиты и других, а также дефектов устройства плиты на стадии бетонирования, на прогибы и прочность сталежелезобетонного перекрытия [9–11].

Особенности расчета комбинированных перекрытий приведены в публикациях Д.А. Ургалкиной, А.М. Зульпиева и др. [12–14]. А. Альбаррам и соавт. изучали влияние геометрии ребер и типа профлиста на характеристики композитных балок и особенности их работы [15]. Э. Чапаранганда, Д.Н. Лазовский создавали методику проектирования монолитных плит перекрытия с наружным профилированным армированием из стальных листов на основе использования диаграмм материалов «напряжение – деформация» [16]. Г. Васдравеллиса и соавт. представили экспериментальное и численное исследование предельной прочности сталебетонных композитных балок, подверженных комбинированному воздействию изгиба и осевого сжатия [17].

В.О. Алмазов, С.Н. Арутюнян сравнили проектирования сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и по российским нормам [18]. Особенности проектирования комбинированных перекрытий в целом, а также отдельных его составляющих, согласно Еврокоду, рассматривали И.М. Ахмед, М. Конрад, Д. Дуймовица и др. [19–21].

Тему численного моделирования различных комбинированных конструкций изучали Ф. Альшарари, Дж.Л.П. Тамайо, Д.С. Трофимов и соавт. [22–24]. Авторы З.С. Багаев, Б.М. Борукаев разрабатывали методику моделирования сталежелезобетонного перекрытия с профилированным настилом в ПК Лира САПР [25]. С.В. Гайдук, Л.Р. Гимранов, Л.Х. Реджинато и соавт. анализировали численные модели сталежелезобетонного перекрытия, а также влияние различных факторов на результат численного эксперимента [26–28]. В.И. Адаменко и соавт. изучали особенности НДС узлов сталежелезобетонных каркасно-монолитных зданий с использованием технологии информационного моделирования зданий [29].

Помимо явных преимуществ, комбинированные конструкции обладают и некоторыми недостатками [1, 3, 6]. Так как профнастил одновременно выполняет несколько функций: служит опалубкой при бетонировании, а в стадии эксплуатации является несущей арматурой, то один из важнейших факторов — обеспечение надежной совместной работы профлиста и бетона перекрытия. Многие труды российских и зарубежных ученых посвящены именно этому вопросу. Например, Г.П. Тонких и Д.А. Чесноков занимались расчетом и оценкой прочности и деформативности угловых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях [29, 30]. Публикация В.В. Кочерженко и соавт. посвящена разработке и планированию эксперимента для испытания выштамповки профлиста на сдвиг [31, 32]. С. Соугата, Р. Хэллмарк, Ф. Бурсас изучали функционирование различных анкерных соединителей, работающих на срез и сдвиг [33–35]. М. Типка, Т. Мацечек и соавт. исследовали влияние положения вертикальных несущих элементов для армирования сталежелезобетонных конструкций перекрытий [36, 37]. Совместную работу различных составляющих перекрытия анализировали также А.Ш.Х. Суваид, П. Колладжани, С.В. Патхирана и др. [38–40].

В ряде исследований рассматриваются различные специфические особенности работы комбинированных перекрытий. А.И. Давиденко, Ж.Л.П. Тамайо изучали прочности нормальных сечений сталебетонных плит с внешним армированием профнастилом и стержневой предварительно напрягаемой арматурой [23, 41]. А.И. Давиденко, А.А. Артеменко дали оценку огнестойкости по критерию потери несущей способности сталежелезобетонных плит перекрытия [42]. А.А. Бубис и соавт. рассматривали особенности применения комбинированных сталежелезобетонных перекрытий в сейсмоопасных районах [43].

В связи с нарастающими объемами строительства с применением сталежелезобетона неизбежно выявляются некоторые особенности изготовления и эксплуатации плит, которые также могут существенно влиять на прочность и долговечность конструкции [5, 9].

Одной из таких особенностей является появление прогибов профилированного настила в стадии бетонирования, которое приводит к росту массы бетона в изделии [9–11].

С другой стороны, увеличение постоянной нагрузки от веса бетона уменьшает возможность восприятия комплексной плитой полезной нагрузки.

Одновременно увеличение бетонного сечения в пролетной зоне плиты вследствие прогиба профлиста создает предпосылки для повышения прочности нормальных сечений.

Прогиб профлиста невозможно устранить после схватывания бетонной смеси, а значит, если

он проявился, т.е.о влияние следует учитывать в работе сталежелезобетонной плиты в стадии эксплуатации. Этим проблемам и посвящено настоящее исследование.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Объект исследования — сталежелезобетонная плита перекрытия, которая уложена по несъемной опалубке из профилированного настила с наименьшей изготавливаемой толщиной профлиста. Применялись профнастилы со сжатыми широкими полками марок Н75 толщиной $t = 0,7$ мм с общей толщиной плиты $h = 150$ мм; Н144, $t = 0,8$ мм, $h = 200$ мм; Н153, $t = 0,8$ мм, $h = 250$ мм по ГОСТ 24045–2016; TRP200 по ГОСТ Р 52246, $t = 0,9$ мм $h = 300$ мм. Предел текучести стали профлиста принят $R_y = 250$ Н/мм². Плита по профнастилу однопролетная, пролеты варьировались от 3 до 6 м с шагом 0,5 м. Бетон плиты тяжелый, класса В20. Армирование плиты ненапрягаемой арматурой: по всей площади плиты в верхней зоне уложена сетка Ø10 А500С с шагом 200 мм в обоих направлениях с $a_3 = 30$ мм; в каждом ребре арматура класса А500С (по расчету прочности), $a_3 = 30$ мм. Нагрузка от конструкции полов принята 1 кПа, полезная нагрузка варьировалась от 1,5 до 5 кПа с шагом 0,5 кПа.

Геометрические размеры сталежелезобетонной плиты перекрытия показаны на рис. 1.

Нормативная равномерно распределенная нагрузка на плиту q_k от собственного веса конструкций в стадии эксплуатации состоит из: нагрузки от веса профилированного настила q_w и нагрузки от собственного веса бетона q_b в соответствии с формулой:

$$q_k = q_w + q_b. \quad (1)$$

Начальный прогиб профилированного настила на стадии бетонирования может проявляться ввиду различных факторов: перелив бетона, отсутствие промежуточных опор, недостатки проектирования и другое [9–11]. Например, при отсутствии временных инвентарных опор тонкий профнастил ($t \leq 1$ мм) в стадии бетонирования может значительно прогибаться от веса свежесложенной бетонной смеси. На рис. 2 представлена схема однопролетной стале-

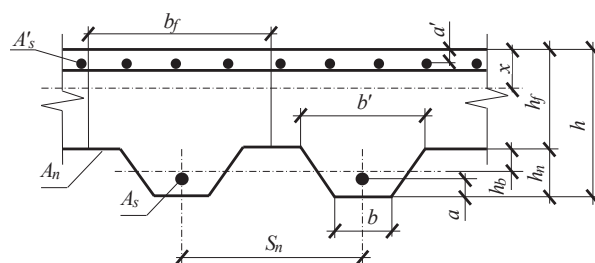


Рис. 1. Геометрические размеры сечения сталежелезобетонной плиты перекрытия

Fig. 1. Geometric dimensions of the section of the steel-reinforced concrete floor slab

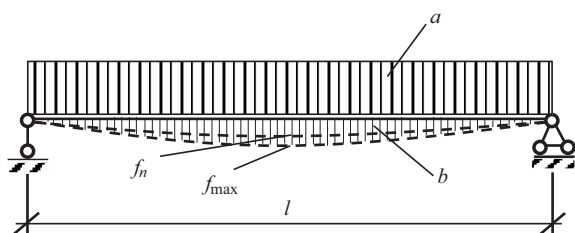


Рис. 2. Нагрузка на плиту от собственного веса бетона в стадии эксплуатации с учетом перевеса: *a* — равномерно распределенная часть нагрузки; *b* — параболическая часть нагрузки; f_n — максимальный прогиб от равномерно распределенной части нагрузки; $f_{\max}$ — максимальный прогиб от полной нагрузки (равномерно распределенная и параболическая части нагрузки); l — расчетный пролет плиты

Fig. 2. Load on the slab from the dead weight of concrete during operation, taking into account the overweight: *a* — uniformly distributed part of the load; *b* — parabolic part of the load; f_n — maximum deflection from uniformly distributed part of the load; $f_{\max}$ — maximum deflection from full load (uniformly distributed and parabolic parts of the load); l — calculated span

железобетонной плиты с нагрузкой от собственного веса бетона в стадии эксплуатации с учетом перевеса бетонной смесью ввиду развития прогиба профнастила на стадии бетонирования плиты. Таким образом, на профнастил будет действовать равномерно распределенная нагрузка q_{b1} (рис. 2, *a*) и параболическая нагрузка q_{b2} (рис. 2, *b*).

Согласно справочнику¹, параболическая нагрузка q_{b2} имеет вид, показанный на рис. 2, и вычисляется в любой точке по длине балки в соответствии с формулой:

$$q_{b2} = 4q_{p,n} \cdot x(l-x)/l^2, \quad (2)$$

где $q_{p,n}$ — максимальная нормативная параболическая нагрузка от веса бетона; x — ордината точки по длине балки, для которой ищется нагрузка; l — расчетный пролет настила.

В середине пролета профлиста на расстоянии $x = l/2$ от опоры будет действовать максимальная нормативная параболическая нагрузка от веса бетона q_p , которая определяется по выражению (3) в зависимости от плотности бетона ρ и максимального прогиба от параболической нагрузки f_p :

$$q_p = f_p \cdot \rho. \quad (3)$$

Полный первичный прогиб профнастила на стадии бетонирования $f_{\max}$ складывается из прогиба от параболической части нагрузки $f_{n,p}$ и равномерно распределенной части нагрузки от веса бетонной смеси и профлиста f_n по формуле:

$$f_{\max} = f_n + f_{n,p}. \quad (4)$$

¹ Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. В 2 кн. Кн. I. Изд. 2-е, перераб. и доп. / под ред. А.А. Уманского. М. : Стройиздат, 1972. 609 с.

Прогиб от нормативных нагрузок f_n , который не должен превышать $1/150$ от пролета l для перекрытий, скрытых от обзора, вычисляется по известной формуле (5) в соответствии с нормами РФ:

$$f_n = k_2(q_n \cdot l^4)/(E_{st} \cdot I_{n,x}), \quad (5)$$

где k_2 — коэффициент, определяемый в зависимости от схемы раскладки настила, для однопролетного настила — 0,013; q_n — нормативная равномерно распределенная нагрузка на профнастил; $I_{n,x}$ — момент инерции сечения профнастила на 1 м ширины профнастила.

Прогиб от параболической нагрузки $f_{n,p}$, согласно работе¹, вычисляется по формуле:

$$f_{n,p} = (61 \cdot q_p \cdot l^4)/(5760 \cdot E_{st} \cdot I_{n,x}), \quad (6)$$

где $E_{st} \cdot I_{n,x}$ — жесткость профилированного настила.

Для дальнейших расчетов прочности плиты в период эксплуатации полный первичный прогиб профнастила на стадии бетонирования $f_{\max}$ принимался с учетом параболической части нагрузки от бетонной смеси, но не больше предельного, равного $1/150$ от пролета плиты l . Это обусловлено тем, что при превышении предельного нормативного прогиба $l/150$ профнастил по результатам расчетов не проходит по прочности в стадии бетонирования плиты.

Следует отметить, что при первичном проявлении прогиба профлиста на этапе бетонирования наблюдается первичное проявление параболической нагрузки. Первичная параболическая нагрузка в свою очередь вызывает еще больший, вторичный, прогиб профнастила. Увеличенный вторичный прогиб способствует еще большей (третичной) параболической нагрузке. Этот процесс, являющийся проявлением геометрически нелинейной работы профилированного настила, происходит, пока не установится равновесное состояние конструкции. В представленной работе нелинейность работы профнастила учтена при расчете прогибов на стадии бетонирования плиты по деформируемой схеме при помощи необходимого числа итераций.

Полная нормативная нагрузка на плиту в стадии эксплуатации (с учетом перелива бетона на этапе бетонирования) в максимальной точке (в середине пролета) будет определяться в соответствии с формулой (7), а нормативная нагрузка на плиту без учета перелива бетона по выражению (8):

$$q_{\text{полн}} = q_w + q_{b1} + q_p + q_u + q_f; \quad (7)$$

$$q = q_w + q_{b1} + q_u + q_p \quad (8)$$

где q_u — нормативная полезная нагрузка на плиту в стадии эксплуатации; q_f — нормативная нагрузка от конструкции (покрытия) пола.

Максимальный изгибающий момент $M_{p,\max}$ от параболической нагрузки для однопролетной балки вычисляется в соответствии с формулой (9) согласно справочнику¹, а изгибающий момент M_d

от равномерно распределенной части нагрузки по известной формуле (10):

$$M_{p,\max} = 5q_p \cdot l^2/48; \quad (9)$$

$$M_d = ql^2/8, \quad (10)$$

где q_p — максимальная расчетная параболическая нагрузка; l — расчетный пролет настила; q — расчетная равномерно распределенная нагрузка.

Таким образом, полный изгибающий момент от всех расчетных нагрузок можно определить в соответствии с выражением:

$$M = M_d + M_{p,\max} = ql^2/8 + 5/48 \cdot q_p \cdot l^4. \quad (11)$$

Необходимо обратить внимание, что ввиду возрастания нагрузки на плиту от собственного веса бетона внешний момент будет расти. С другой стороны, из-за неизбежного наращивания бетонного сечения в пролетной зоне сталежелезобетонной плиты внутренний момент сечения будет также увеличиваться вследствие завышенной рабочей высоты сечения h_0 . Однако стоит отметить, что рабочая высота сечения может считаться завышенной лишь в том случае, когда нижняя продольная рабочая арматура, устанавливаемая в ребрах профлиста, не сохраняет свое проектное положение, а изгибается вместе с профлистом, работающим в качестве несъемной опалубки. Для объекта исследования продольная арматура в ребрах профлиста принята стержневая класса А500С по расчету прочности, диаметрами от Ø10 до Ø18. Применение диаметров арматуры свыше 10 мм практически исключает возможность ее изгиба за счет достаточной жесткости стержней, поэтому в представленной работе возможность завышения рабочей высоты сечения в расчетах не учитывалась.

Согласно СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», в стадии эксплуатации сталежелезобетонная плита рассчитывается как железобетонная конструкция с внешней рабочей арматурой из стального профилированного настила и с гибкой стержневой арматурой. Неразрезная железобетонная плита, армированная профилированным настилом, при отсутствии расчетной гибкой арматуры над опорами, рассчитывается как однопролетная конструкция. При установке над опорами плиты расчетной стержневой арматуры усилия в плите определяются как в неразрезной железобетонной конструкции, допускающей перераспределение моментов в соответствии с требованиями трещиностойкости. В данном исследовании будет рассматриваться однопролетная сталежелезобетонная плита.

Высота сжатой зоны бетона x должна удовлетворять условию $x \leq \xi_R \cdot h_0$, где $\xi_R = 0,493$ — относительная высота сжатой зоны сечения при использовании продольной арматуры класса А500С; h_0 — рабочая высота сечения. Если условие не со-

блюдается, то следует увеличить толщину плиты, повысить класс бетона по прочности на сжатие, расположить в сжатой зоне дополнительную стержневую арматуру с тем, чтобы высота сжатой зоны не превышала граничную.

В соответствии с СП 266.1325800.2016 в зависимости от положения нейтральной оси в сечении сталежелезобетонной плиты в пролете возможны три случая расчета на прочность нормальных сечений:

- нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила;
- нейтральная ось пересекает стенки профилированного настила;
- нейтральная ось находится на уровне верхней полки профилированного настила. В настоящей работе для выбранного объекта расчета (параметры сталежелезобетонной плиты см. выше) для прочностных расчетов применялся случай 1.

В случае 1 высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия (12). А при расчете прочности плиты в случае 1 проверяется условие (13):

$$R_b \cdot b_f \cdot x = \gamma_c \cdot R_y \cdot A_n + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s; \quad (12)$$

$$M \leq R_b \cdot b_f \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (13)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию; b_f — ширина верхней части расчетного сечения; x — высота сжатой зоны бетона; γ_c — коэффициент условия работы; R_y — расчетное сопротивление растяжению стального настила; A_n — площадь поперечного сечения одного гофра настила; R_s — расчетное сопротивление растяжению стержневой растянутой арматуры; A_s — площадь поперечного сечения стержневой растянутой арматуры; R_{sc} — расчетное сопротивление сжатию стержневой сжатой арматуры; A'_s — площадь поперечного сечения стержневой сжатой арматуры; M — изгибающий момент в рассматриваемом сечении плиты от полных нагрузок; h_0 — высота рабочего сечения плиты; a' — защитный слой сжатой стержневой арматуры.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

В табл. 1 представлены результаты расчета превышения изгибающих моментов (за счет проявления первичного прогиба профнастила) в сталежелезобетонных плитах перекрытий в стадии эксплуатации в зависимости от пролета и величины полезной нагрузки (1,5–5,0 кПа) для марок профлиста Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 и TRP200 по ГОСТ Р 52246 и при наиболее характерной толщине плиты для каждой марки профлиста ($h = 300, 250, 200, 150$ мм).

В табл. 2 приведены результаты расчета, подобранного по сортаменту армирования сталежелезобетонных плит в зависимости от пролета и полезной нагрузки для различных марок профлиста

Табл. 1. Превышение по моментам $M/M_{p,max}$, %, в зависимости от пролета и полезной нагрузки
Table 1. Excess in moments $M/M_{p,max}$, %, depending on span and payload

Марка профнастила, толщина плиты h , м Profiled sheeting grade, board thickness h , m	Полезная нагрузка q_u , кПа Payload q_u , kPa	Превышение по моментам $M/M_{p,max}$, % Moment overrun $M/M_{p,max}$, %						
		Пролет l , м / Spring l , m						
		3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
TRP200, $h = 300$ мм / mm	1,5	1,67	3,13	5,4	8,81	10,16	11,06	11,95
	2,0	1,54	2,88	4,98	8,15	9,41	10,25*	11,08
	2,5	1,42	2,67	4,62	7,59	8,76	9,55	10,33
	3,0	1,33	2,48	4,31	7,09	8,2	8,94	9,68
	3,5	1,24	2,33	4,04	6,66	7,7*	8,41*	9,1
	4,0	1,17	2,19	3,8	6,27	7,26	7,93	8,59
	5,0	1,04	1,95	3,4	5,63	6,52	7,12	7,72*
H153, $h = 250$ мм / mm	1,5	1,77	3,3	5,7	8,85	9,74	10,61*	11,47*
	2,0	1,63	3,05	5,28	8,22	9,05	9,86	10,7
	2,5	1,51	2,83	4,91	7,67	8,45*	9,22*	9,97
	3,0	1,41	2,65	4,6	7,19	7,92*	8,65*	9,36
	3,5	1,33	2,48	4,32	6,76	7,46	8,14	8,82*
	4,0	1,25	2,34	4,07	6,39*	7,05*	7,7	8,34*
	5,0	1,12	2,1	3,65	5,75*	6,34	6,93*	7,52*
H114, $h = 200$ мм / mm	1,5	2,27	4,25	7,04	9,11	10,03	10,92	11,79
	2,0	2,09	3,92	6,51	8,44*	9,29	10,13	10,95*
	2,5	1,94	3,64	6,05	7,85*	8,66*	9,45	10,22
	3,0	1,8	3,39	5,66	7,36	8,11	8,85*	9,58*
	3,5	1,69	3,18	5,31	6,91	7,62	8,32	9,01
	4,0	1,59	2,99	5*	6,52*	7,19	7,86	8,51
	5,0	1,42	2,68	4,48*	5,85	6,46*	7,06*	7,66*
H75, $h = 150$ мм / mm	1,5	6,34	8,13	7,23*	10,22	11,23*	12,21*	13,18
	2,0	5,8	7,45*	8,43*	9,38	10,32	11,23	12,13*
	2,5	5,34	6,88*	7,78*	8,67	9,54	10,4	11,24
	3,0	4,95	6,38*	7,23	8,06	8,88	9,68*	10,47*
	3,5	4,62	5,96*	6,75*	7,53*	8,3	9,05	9,8
	4,0	4,32	5,58*	6,33*	7,07*	7,79*	8,5	9,21
	5,0	3,84	4,96	5,63	6,29	6,94*	7,58*	8,22

Примечание: серым цветом отмечены ячейки с результатами превышения (в %) изгибающих моментов в сталежелезобетонных плитах, для которых из-за проявления значительных прогибов профнастила на стадии бетонирования необходимо увеличение площади рабочего армирования в ребрах плиты свыше требований стандартного расчета (от действия нормативной равномерно распределенной нагрузки без учета первоначального прогиба); * — результаты, для которых также необходимо увеличение площади рабочего армирования в ребрах плиты свыше требуемого, но за счет запаса прочности (при первичном подборе арматуры по сортаменту в большую сторону) не требуется перерасхода арматуры; жирным шрифтом отмечены результаты, для которых прогиб профнастила f_{max} в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты с учетом параболической части нагрузки по расчету изначально получен свыше нормативного $l/150$. Эти значения превышения моментов в итоге рассчитаны с ограничением первичного прогиба профнастила $f_{max} = l/150$, так как при превышении предельного нормативного прогиба $l/150$ профнастил не проходит по расчету прочности на стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты.

Note: cells with the results of excess (in %) of bending moments in composite concrete slabs are marked in grey. These results require an increase in the area of working reinforcement in the slab ribs above the requirements of the standard calculation (due to the action of the standard uniformly distributed load without taking into account the initial deflection) due to the occurrence of significant deflections of the corrugated sheets at the concreting stage; * — results for which an increase in the area of working reinforcement in the slab ribs above the required amount is also necessary, but due to the safety margin (during the initial selection of reinforcement according to the assortment on the larger side), no excess of reinforcement consumption is required; results for which the deflection of the corrugated sheets f_{max} at the concreting stage of the composite concrete slab, taking into account the parabolic part of the load, according to the calculation was initially obtained in excess of the standard $l/150$ are marked in bold. These values of the excess moments are ultimately calculated with the limitation of the primary deflection of the corrugated sheet $f_{max} = l/150$, since if the maximum standard deflection $l/150$ is exceeded, the corrugated sheet does not pass the strength calculation at the stage of concreting the steel-reinforced concrete slab.

Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 и TRP200 по ГОСТ Р 52246: A_s — армирование, полученное при расчете на стандартную равномерно распределенную нагрузку; $A_{s,p}$ — армирование, полученное при добавлении параболической нагрузки от первоначального прогиба.

Количество стержней рабочей арматуры на расчетную ширину профлиста 750 мм зависело от поперечного сечения плиты и марки профнастила. Для профнастила марки Н75 по ГОСТ Р 52246 устанавливались 4 стержня рабочей арматуры в ребрах, для марок Н114, Н153 по ГОСТ Р 52246 — 3 стерж-

Табл. 2. Армирование по сортаменту сталежелезобетонной плиты в зависимости от пролета и полезной нагрузки
Table 2. Reinforcement according to the range of steel-reinforced concrete slabs depending on the span and useful load

Марка профнастила, толщина плиты h , м Profiled sheeting grade, board thickness h , m	Полезная нагрузка q_u , кПа Payload q_u , kPa	Армирование в гофрах, см ² , при различных пролетах плиты l , м Reinforcement in corrugations, cm ² , for different slab spans l , m													
		3		3,5		4		4,5		5		5,5		6	
		A_s	$A_{s,p}$	A_s	$A_{s,p}$	A_s	$A_{s,p}$	A_s	$A_{s,p}$	A_s	$A_{s,p}$	A_s	$A_{s,p}$	A_s	$A_{s,p}$
TRP200, $h = 300$ мм mm	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,283	0,283	0,789
	2,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,283	0,283	0,503	0,789
	2,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,283	0,503	0,789	1,131
	3,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,283	0,503	0,789	1,131	1,539
	3,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0,283	0,283	0,789	0,789	1,131	1,539
	4,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,283	0,503	0,789	1,131	1,539	2,011
	5,0	0	0	0	0	0	0	0,283	0,283	0,789	0,789	1,131	1,539	2,011	2,011
Н153, $h = 250$ мм mm	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15
	2,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15	1,51
	2,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15	1,51	2,36
	3,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15	1,51	2,36
	3,5	0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15	1,51	2,36	2,36
	4,0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15	1,51	2,36	2,36	2,36
	5,0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,51	2,36	2,36	3,39	3,39
Н114, $h = 200$ мм mm	1,5	0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15	1,51	1,51	2,36
	2,0	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	0,59	1,15	1,51	2,36	2,36	2,36
	2,5	0	0	0	0	0	0	0,59	0,59	1,15	1,15	1,51	2,36	2,36	3,39
	3,0	0	0	0	0	0	0	0,59	1,15	1,15	1,51	2,36	2,36	3,39	3,39
	3,5	0	0	0	0	0	0,86	0,59	1,15	1,51	2,36	2,36	3,39	3,39	4,62
	4,0	0	0	0	0	0,86	0,86	1,15	1,15	1,51	2,36	2,36	3,39	3,39	4,62
	5,0	0	0	0	0	0,86	0,86	1,15	1,51	2,36	2,36	3,39	3,39	4,62	4,62
Н75, $h = 150$ мм mm	1,5	0	0	0	1,13	1,13	1,13	1,54	1,54	2,01	2,01	3,14	3,14	3,14	4,52
	2,0	0	0	1,13	1,13	1,13	1,13	1,54	1,54	2,01	3,14	3,14	4,52	4,52	4,52
	2,5	0	0	1,13	1,13	1,13	1,13	1,54	2,01	3,14	3,14	3,14	4,52	4,52	6,16
	3,0	0	0	1,13	1,13	1,13	2,01	2,01	3,14	3,14	3,14	4,52	4,52	6,16	6,16
	3,5	0	0	1,13	1,13	2,01	2,01	3,14	3,14	3,14	4,52	4,52	6,16	6,16	6,16
	4,0	0	0	1,13	1,13	2,01	2,01	3,14	3,14	4,52	4,52	4,52	6,16	6,16	8,04
	5,0	0	0	1,13	2,01	2,01	3,14	3,14	4,52	4,52	4,52	6,16	6,16	8,04	10,18

Примечание: 0 означает, что по результатам расчета прочности рабочее армирование в гофрах не требуется, т.е. в данном случае достаточно работы профлиста в качестве внешнего армирования (армирование в гофрах может устанавливаться из конструктивных соображений).
Note: 0 means that according to the results of the strength calculation the working reinforcement in corrugations is not required, i.e. in this case it is enough to work corrugated sheet as external reinforcement (reinforcement in corrugations can be installed for structural reasons).

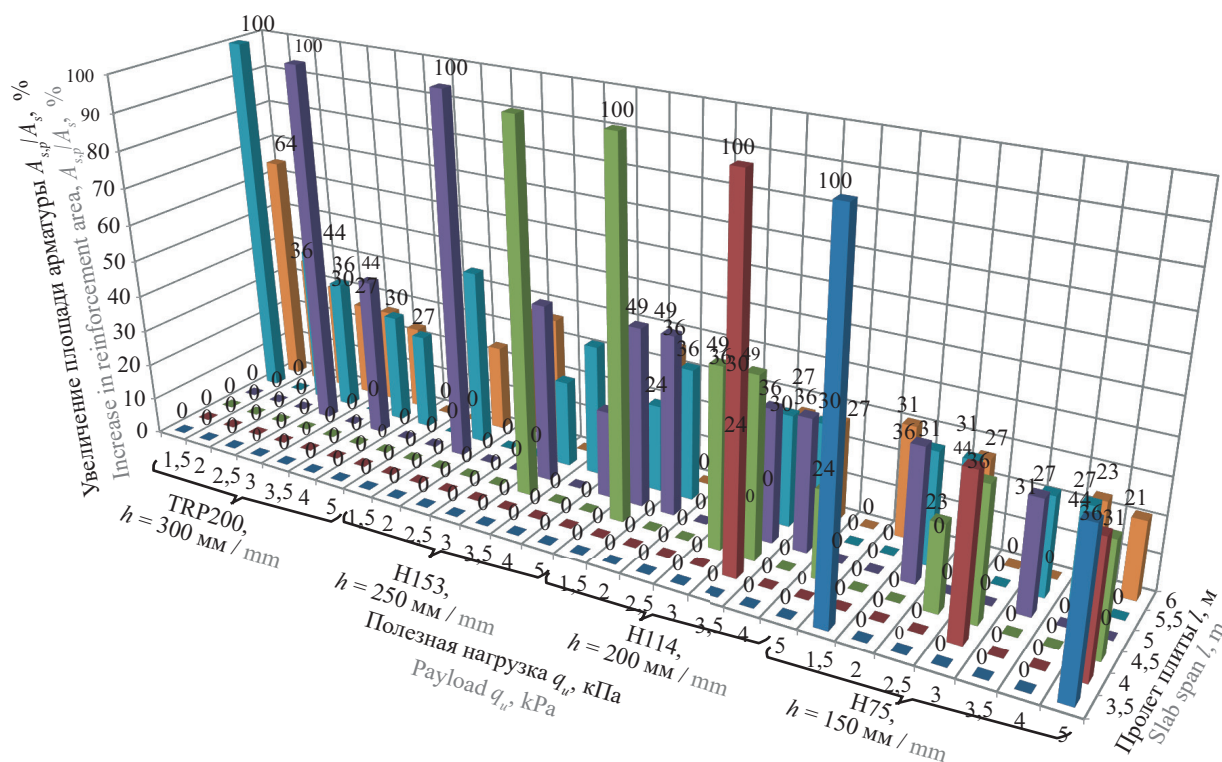


Рис. 3. Необходимость увеличения рабочего армирования в гофрах, %, по отношению к подобранному по сортаменту первоначальному армированию сталежелезобетонных плит без учета перевеса (A_{sp}/A_s)

Fig. 3. Increase in working reinforcement in corrugations, %, in relation to the initial reinforcement of steel-reinforced concrete slabs selected according to the assortment, without taking into account the excess weight (A_{sp}/A_s)

ня, а для профнастила марки TRP200 по ГОСТ Р 52246 — 1 стержень, т.е. для всех марок профнастила устанавливалось по 1 рабочему стержню в каждое ребро. При этом профнастил в расчете учитывался как внешняя рабочая арматура.

По результатам расчета из табл. 1 видно, что при наименьшей полезной нагрузке (1,50 кПа) и наибольшем пролете (6 м) добавление параболической нагрузки ведет к наибольшему превышению изгибающего момента на 12–13 %. Однако этот процент превышения момента не во всех случаях влияет на необходимость перерасхода арматуры, как видно из табл. 2.

Также из результатов расчета можно сделать вывод, что для профнастила марки H75 по ГОСТ Р 52246, толщиной $t = 0,7$ мм с общей толщиной плиты $h = 150$ мм, при пролетах $l \geq 3,5$ м профнастил не проходит по прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты, а также развивается прогиб профнастила f_{max} свыше нормативного $l/150$.

Для профнастила марки H114 по ГОСТ Р 52246, толщиной $t = 0,8$ мм с общей толщиной плиты $h = 200$ мм и для профнастила марки H153 по ГОСТ Р 52246, $t = 0,8$ мм, $h = 250$ мм, при пролетах $l \geq 4,5$ м профнастил не проходит по прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты и также развивается прогиб профнастила f_{max} свыше нормативного $l/150$.

Для профнастила марки TRP200 по ГОСТ Р 52246, $t = 0,9$ мм, $h = 300$ мм, при пролетах $l \geq 4$ м профнастил не проходит по прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты, а при пролетах $l \geq 5$ м прогиб профнастила на стадии бетонирования больше предельного, установленного нормами, т.е. $f_{max} \geq l/150$.

В ходе анализа работы сталежелезобетонных плит с профилированным настилом стоит учитывать, что, помимо представленных расчетов прочности на действие изгибающего момента, сталежелезобетонные плиты необходимо рассчитывать на действие поперечной силы, проверять сцепление профнастила с бетоном и выполнять расчет ребра на опорах. Особое внимание следует уделять расчетам наиболее тонких плит ($h = 150$ мм, марки H75) и тонких профлистов ($t < 1$ мм).

При вычисленном первоначальном прогибе профнастила $f_{max} \geq l/150$ от возможного действия дополнительной параболической нагрузки выполнять расчет прочности плиты в стадии эксплуатации нецелесообразно, так как при таком прогибе профнастил не проходит по прочности в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты. Такие пролеты сталежелезобетонных плит не применимы при отсутствии промежуточных инвентарных опор.

На рис. 3 показаны графики необходимости увеличения рабочего армирования в гофрах, %, по отношению к подобранному по сортаменту пер-

воначальному армированию сталежелезобетонных плит без учета перевеса, т.е. $A_{s,p}/A_s$, где $A_{s,p}$ — армирование, полученное при добавлении параболической нагрузки от первоначального прогиба; A_s — армирование, полученное при расчете на стандартную равномерно распределенную нагрузку. Результаты на рис. 3 приведены для различных марок профлиста Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 и TRP200 по ГОСТ Р 52246 в зависимости от пролета и полезной нагрузки.

Из результатов расчета табл. 2 и рис. 3 видно, что необходимость перерасхода арматуры из-за перевеса плиты бетонной смесью может составлять в отдельных случаях до 100 %. Для профнастила марки Н75 (по ГОСТ Р 52246, $t = 0,7$ мм, $h = 150$ мм) необходима большая площадь растянутой арматуры при разных уровнях полезной нагрузки уже при пролетах $l \geq 3,5$ м; для Н114 (по ГОСТ Р 52246, $t = 0,8$ мм, $h = 200$ мм) — при пролетах $l \geq 4$ м; для Н153 (по ГОСТ Р 52246, $t = 0,8$ мм, $h = 250$ мм) — при пролетах $l \geq 4,5$ м; для TRP200 (по ГОСТ Р 52246, $t = 0,9$ мм, $h = 300$ мм) — при пролетах $l \geq 5$ м.

В случае выявления необходимости увеличенной площади рабочего армирования в гофрах (когда профлиста в качестве внешнего армирования недостаточно) вероятность того, что принятой по сортаменту рабочей арматуры, подобранной без учета перевеса, будет недостаточно с учетом последующего перевеса параболической нагрузкой, составляет около: 79 % — для профнастила марки TRP200 по ГОСТ Р 52246; 44 % — для марки Н153; 56 % — для марки Н114; 43 % — для марки Н75 по ГОСТ Р 52246.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

По результатам данного исследования можно сделать общие выводы и привести рекомендации.

Расчет полных прогибов профнастила в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты следует проводить, принимая во внимание перегруз плиты бетонной смесью, а также с обязательным учетом нелинейности работы конструкции, т.е. по деформируемой схеме.

При пролетах плиты свыше 4 м ($l \geq 4$ м) тонкие профнастилы ($t \leq 1$ мм) не проходят по прочности в стадии бетонирования. Для профнастила марок Н75, Н144, Н153 по ГОСТ 24045–2016 при пролетах свыше 4 м рекомендуется использовать в обязательном порядке дополнительные опоры с шагом

1–2 м в пролетной зоне профнастила. Для профнастила марки TRP200 по ГОСТ Р 52246 при пролетах свыше 4 м рекомендуется применять профнастил только со сжатыми узкими полками или использовать в обязательном порядке дополнительные опоры с шагом 1–2 м.

При пролетах 3,5 м и выше ($l \geq 3,5$ м), при полезных нагрузках свыше 3,0 кПа прогиб на стадии бетонирования от действия параболической нагрузки от повышенного веса бетонной смеси приводит к необходимости установки армирования в ребрах плиты площадью свыше требований стандартного расчета (от действия нормативной равномерно распределенной нагрузки, без учета первоначального прогиба) на ≈ 30 %, ≈ 50 % и более, а в отдельных случаях и на 100 %.

Если пролеты свыше 3,5 м предлагается проверять первоначальные прогибы профнастила даже при предварительной установке дополнительных опор.

С целью выявления прогиба сталежелезобетонной плиты на стадии бетонирования свыше $l/200$ следует производить обязательный проверочный расчет прочности сталежелезобетонной плиты в стадии эксплуатации с учетом дополнительного веса бетона от чрезмерного прогиба профнастила.

При бетонировании сталежелезобетонных плит необходимо подавать бетон равномерно с применением бетононасоса, особенно при использовании тонких профлистов ($t \leq 1$ мм). Подача бетонной смеси из бадьи недопустима, так как чрезмерная локальная нагрузка в пролетной зоне может привести к ненормативным прогибам профлиста на стадии бетонирования и последующему перегрузу плиты, в худшем случае — к обрушению участков профнастила, используемого в качестве несъемной опалубки.

Учет начальных прогибов профнастила позволяет точнее оценить действительную прочность сталежелезобетонной плиты для более полного применения ее несущей способности в стадии эксплуатации. Полученные данные могут использоваться при проектировании сталежелезобетонных плит перекрытий и обследовании технического состояния возведенных конструкций сталежелезобетонных плит.

Дальнейшим направлением исследования может стать изучение влияния дефектов устройства плиты по профлисту на прочность сталежелезобетонного перекрытия при взаимодействии с агрессивными средами.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Бабалич В.С., Андросов Е.Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. 2017. Т. 4. № 4. С. 205–208. EDN YROOWX.

2. Никулина О.В., Цымдянкина Н.Ю. Анализ конструктивных решений сталежелезобетонных перекрытий // Оренбургские горизонты: прошлое, настоящее, будущее : сб. мат. Всеросс. науч.-практ. конф., посвящ. 275-летию Оренбургской губернии

и 85-летию Оренбургской области. 2019. С. 157–161. EDN WBTOMY.

3. Туснин А.Р., Мыльников И.В. Быстрособорные узлы в стальных каркасах многоэтажных зданий // Вестник МГСУ. 2024. Т. 19. № 6. С. 942–959. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.942-959. EDN KXXGCG.

4. Будюшкина К.А., Кузнецов В.С., Мурлышева Ю.А., Улямаев А.С., Шапошникова Ю.А. Анализ работы комбинированных балок в широком диапазоне нагрузок // Инженерный вестник Дона. 2018. № 2 (49). С. 169. EDN YATGDB.

5. Lu L., Ding Y., Guo Ya., Hao H., Ding S. Flexural performance and design method of the prefabricated RAC composite slab // Structures. 2022. Vol. 38. Pp. 572–584. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.02.022

6. Yao G., Chen Y., Yang Y., Ma X., Men W. Investigation on buckling performance of prefabricated light steel frame materials under the action of random defects during construction // Materials. 2023. Vol. 16. Issue 16. P. 5666. DOI: 10.3390/ma16165666

7. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. Исследование начальных напряжений и прогибов профнастила, возникающих при возведении сталежелезобетонных плит перекрытий // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. 2017. № 1. С. 139–146. EDN ZXNSCX.

8. Замалиев Ф.С., Тамразян А.Г. К расчету сталежелезобетонных ребристых плит для восстановления перекрытий // Строительство и реконструкция. 2021. № 5 (97). С. 3–15. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-97-5-3-15. EDN BDUMYX.

9. Bedov A., Shaposhnikova Yu. Bearing capacity of steel-reinforced concrete floor elements before the operation period // Magazine of Civil Engineering. 2024. No. 1 (125). DOI: 10.34910/MCE.125.1. EDN HBTNSM.

10. Шапошникова Ю.А. Анализ влияния различных факторов на прогибы профилированного настила в стадии бетонирования плиты // Инженерный вестник Дона. 2024. № 5 (113). С. 551–568. EDN CORURC.

11. Шапошникова Ю.А. Влияние различных факторов на прогибы и прочность профилированного настила в стадии бетонирования сталежелезобетонной плиты // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 7. № 3. С. 44–53. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.44-53. EDN DADHLD.

12. Ургалкина Д.А. Применение деформационной модели к расчету железобетонных перекрытий по стальному профилированному листу // Мировая наука. 2019. № 6 (27). С. 527–531. EDN KGJGTU.

13. Zulpuev A.M., Abdullaev U.D., Iranova N.A., Kochkonbaev B.A., Kenzhebaeva B.P. Calculation of strength and movement of slabs steel profiled deckings under local loads // In the World of Science and Education. 2025. Issue 1. Pp. 150–159. DOI: 10.24412/3007-8946-2025-152-150-159. EDN SPRPNZ.

14. Kuznetsov V., Shaposhnikova Yu. Features of calculation and design of complex concrete monolithic slabs // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 251. P. 02027. DOI: 10.1051/mateconf/201825102027

15. Albarram A., Qureshi J., Abbas A. Effect of Rib Geometry in Steel-Concrete Composite Beams with Deep Profiled Sheeting // International Journal of Steel Structures. 2020. Vol. 20. Issue 3. Pp. 931–953. DOI: 10.1007/s13296-020-00333-5

16. Chaparanganda E., Lazouski D. Design method for cast in-situ floor slab with external profiled steel deck as reinforcement // Архитектурно-строительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации 2024. 2024. С. 73–83. EDN HCQRUF.

17. Vasdravellis G., Uy B., Tan E.L., Kirkland B. Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression // Journal of Constructional Steel Research. 2015. Vol. 110. Pp. 29–39. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.010

18. Алмазов В.О., Арутюнян С.Н. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям // Вестник МГСУ. 2015. № 8. С. 51–65. EDN UGUISR.

19. Ahmed I.M., Tsavdaridis K.D. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and Eurocode design approaches // Journal of Constructional Steel Research. 2019. Vol. 155. Pp. 286–300. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.01.007

20. Konrad M., Kuhlmann U. Headed studs used in trapezoidal steel sheeting according to Eurocode 4 // Structural Engineering International. 2009. Vol. 19. Issue 4. Pp. 420–426. DOI: 10.2749/10168660978984-7118

21. Dujmovic D., Androić B., Lukačević I. Hoesch Additive Floor // Composite Structures According to Eurocode 4. 2014. Pp. 797–824. DOI: 10.1002/9783433604908.ch22

22. Alsharari F., El-Zohairy A., Salim H., El-Sisi A.E. Numerical investigation of the monotonic behavior of strengthened Steel-Concrete composite girders // Engineering Structures. 2021. Vol. 246. P. 113081. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113081

23. Tamayo J.L.P., Franco M.I., Morsch I.B., Désir J.M., Wayar A.M.M. Some aspects of numerical modeling of steel-concrete composite beams with prestressed tendons // Latin American Journal of Solids and Structures. 2019. Vol. 16. Issue 7. DOI: 10.1590/1679-78255599

24. Трофимов Д.С. Исследования работы монолитного перекрытия по металлическим балкам с нарушенным сцеплением при помощи численной модели // Молодой ученый. 2022. № 21 (416). С. 73–78. EDN SSRXIL.

25. Багаев З.С., Борукаев Б.М. Методика моделирования сталежелезобетонного перекрытия с профилированным настилом в ПК Лира САПР // Стратегическое развитие инновационного потенциала отрас-

лей, комплексов и организаций : сб. ст. X Междунар. науч.-практ. конф. 2022. С. 18–21. EDN EKDSAO.

26. Гайдук С.В., Чудинов Ю.Н. Расчетные модели сталежелезобетонных перекрытий с монолитной плитой по стальному профилированному настилу // Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства и кадастров в начале III тысячелетия : мат. Междунар. науч.-практ. конф. 2020. С. 179–183. EDN XBYUSY.

27. Гимранов Л.Р., Фаттахова А.И. Определение характеристик модели сталежелезобетонной диафрагмы, влияющих на результат численного эксперимента // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 1. С. 18–25. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.01.18-25. EDN LEKTSZ.

28. Reginato L.H., Tamayo J.L.P., Morsch I.B. Finite element study of effective width in steel-concrete composite beams under long-term service loads // Latin American Journal of Solids and Structures. 2018. Vol. 15. Issue 8. DOI: 10.1590/1679-78254599

29. Adamenko V., Dziubko D., Romanyshen O. Stress-strain state investigation of nodes of composite steel-reinforced concrete frame-monolithic buildings using information technology for structural analysis and building information modeling // Mechanics and Mathematical Methods. 2024. Vol. 6. Issue 1. Pp. 107–123. DOI: 10.31650/2618-0650-2024-6-1-107-123

30. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Оценка прочности и деформативности угловых анкерных упоров в монолитных сталежелезобетонных перекрытиях // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 5. № 1. С. 27–44. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.27-44. EDN BUVBSZ.

31. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Расчет угловых анкерных упоров в сталежелезобетонных перекрытиях по профилированному настилу // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 7. С. 17–23. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.07.17-23. EDN AVBAPK.

32. Кочерженко В.В., Сапожников П.В., Кузнецов В.В. Планирование эксперимента испытания выштамповки на сдвиг в перпендикулярном направлении // Инженерный вестник Дона. 2023. № 11 (107). С. 409–425. EDN CMSRFZ.

33. Sougata C., Utamaheswari N. Numerical investigation of steel-concrete composite beams using flexible shear connectors // AIMS Materials Science. 2022. Vol. 9. Issue 5. Pp. 668–683. DOI: 10.3934/materials.2022041

34. Hällmark R., Collin P., Hicks S.J. Post-installed shear connectors: Push-out tests of coiled spring pins vs. headed studs // Journal of Constructional Steel

Research. 2019. Vol. 161. Pp. 1–16. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.06.009

35. Farid B., Boutagoug D. Parametric study of I-shaped shear connectors with different orientations in push-out test // Frattura ed Integrità Strutturale. 2021. Vol. 15. Issue 57. Pp. 24–39. DOI: 10.3221/IGF-ESIS.57.03

36. Tipka M., Macecek T., Vaskova J. Analysis of Position Effect of Vertical Load-Bearing Elements for Reinforcement of Steel Reinforced Concrete Floor Structures // Key Engineering Materials. 2024. Vol. 976. Pp. 11–20. DOI: 10.4028/p-jmrgs4

37. Maceček T. Analysis of Position Effect of Vertical Load-bearing Elements for Reinforcement of Steel Reinforced Concrete Floor Structures : Bachelor Thesis. CTU in Prague, 2023.

38. Suwaed A.S.H., Karavasilis T.L. Demountable steel-concrete composite beam with full-interaction and low degree of shear connection // Journal of Constructional Steel Research. 2020. Vol. 171. P. 106152. DOI: 10.1016/j.jcsr.2020.106152

39. Colajanni P., Mendola L.L., Monaco A. Review of push-out and shear response of hybrid steel-trussed concrete beams // Buildings. 2018. Vol. 8. Issue 10. P. 134. DOI: 10.3390/buildings8100134

40. Pathirana S.W., Uy B., Mirza O., Zhu X. Bolted and welded connectors for the rehabilitation of composite beams // Journal of Constructional Steel Research. 2016. Vol. 125. Pp. 61–73. DOI: 10.1016/j.jcsr.2016.06.003

41. Давиденко А.И., Давиденко А.А., Давиденко М.А., Давиденко Е.В., Пушко Н.И. К расчету прочности сталебетонных плит с внешним армированием стальным профилированным настилом и предварительно напряженной стержневой арматурой // Научный вестник Луганского государственного аграрного университета. 2023. № 3–4 (20–21). С. 269–276. EDN BENCXQ.

42. Давиденко А.И., Артеменко А.А., Борисов С.Д. Оценка огнестойкости по критерию потери несущей способности железобетонных плит перекрытия с внешним армированием // Вестник Луганского государственного университета имени Владимира Даля. 2024. № 3 (81). С. 21–26. EDN ZLFGUW.

43. Бубис А.А., Гизятуллин И.Р., Давиденко А.А., Петросян И.А., Назмеева Т.В., Давиденко А.И. и др. Особенности применения комбинированных сталежелезобетонных перекрытий на основе легких стальных тонкостенных конструкций в сейсмоопасных районах // Бетон и железобетон. 2024. № 6 (625). С. 5–19. DOI: 10.37538/0005-9889-2024-6(625)-5-19. EDN MYQGYR.

Поступила в редакцию 6 июня 2025 г.

Принята в доработанном виде 6 июля 2025 г.

Одобрена для публикации 8 июля 2025 г.

ОБ АВТОРАХ: **Юлия Александровна Шапошникова** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Институт промышленного и гражданского строительства; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; SPIN-код: 2131-2252, РИНЦ ID: 734007, Scopus: 57190858958, ResearcherID: P-8986-2018, ORCID: 0000-0001-7740-9400; yuliatalyzova@yandex.ru;

Евгений Александрович Калинин — аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций, Институт промышленного и гражданского строительства; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; SPIN-код: 2911-0043, ORCID: 0009-0000-6762-5679; Eugene.Kalinin@inbox.ru.

Вклад авторов:

Шапошникова Ю.А. — идея, научное руководство, концепция исследования, развитие методологии, написание статьи, научное редактирование текста, итоговые выводы.

Калинин Е.А. — сбор и обработка материала, написание статьи, итоговые выводы.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Babalich V.S., Androsov E.N. Steel-reinforced concrete structures and the prospect of their application in the construction practice of Russia. *Advances in Modern Science*. 2017; 4(4):205-208. EDN YROOWX. (rus.).
2. Nikulina O.V., Cymdjankina N.Ju. Analysis of structural solutions for steel-reinforced concrete floors. *Orenburg horizons: past, present, future : collection of materials of the All-Russian scientific and practical conference dedicated to the 275th anniversary of the Orenburg province and the 85th anniversary of the Orenburg region*. 2019; 157-161. EDN WBTOMY. (rus.).
3. Tusnin A.R., Myl'nikov I.V. Quick-assembly units in steel frames of multi-storey buildings. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2024; 19(6):942-959. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.942-959. EDN KXXGCG. (rus.).
4. Budoshkina K.A., Kuznetsov V.S., Murlysheva Y.A., Ulyamaev A.S., Shaposhnikova Y.A. Analysis of the operation of combined beams in a wide range of loads. *Engineering journal of Don*. 2018; 2(49):169. EDN YATGDB. (rus.).
5. Lu L., Ding Y., Guo Ya., Hao H., Ding S. Flexural performance and design method of the prefabricated RAC composite slab. *Structures*. 2022; 38:572-584. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.02.022
6. Yao G., Chen Y., Yang Y., Ma X., Men W. Investigation on buckling performance of prefabricated light steel frame materials under the action of random defects during construction. *Materials*. 2023; 16(16):5666. DOI: 10.3390/ma16165666
7. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. Investigation of initial stresses and deflections of profiled deck arising during the construction of composite floor slabs. *The Safety of the construction Fund of Russia. Problems and solutions*. 2017; 1:139-146. EDN ZXNSCX. (rus.).
8. Zamaliev F.S., Tamrazyan A.G. To calculation of steel-reinforced concrete ribbed plates for refurbished floors. *Building and Reconstruction*. 2021; 5(97):3-15. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-97-5-3-15. EDN BDUMYX. (rus.).
9. Bedov A., Shaposhnikova Yu. Bearing capacity of steel-reinforced concrete floor elements before the operation period. *Magazine of Civil Engineering*. 2024; 1(125). DOI: 10.34910/MCE.125.1. EDN HBTNSM.
10. Shaposhnikova Yu.A. Analysis of the influence of various factors on the deflections of profiled flooring during slab concreting. *Engineering journal of Don*. 2024; 5(113):551-568. EDN CORURC. (rus.).
11. Shaposhnikova Yu.A. The influence of various factors on the deflections and strength of profiled sheeting at the stage of concreting a steel-reinforced concrete slab. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 7(3):44-53. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.44-53. EDN DADHLD. (rus.).
12. Urgalkina D.A. Application of deformation model to calculation of reinforced concrete lines on steel profile sheet. *World Science*. 2019; 6(27):527-531. EDN KGJGTY. (rus.).
13. Zulpuev A.M., Abdullaev U.D., Iranova N.A., Kochkonbaev B.A., Kenzhebaeva B.P. Calculation of strength and movement of slabs steel profiled deckings under local loads. *In the World of Science and Education*. 2025; 1:150-159. DOI: 10.24412/3007-8946-2025-152-150-159. EDN SPRPNZ.
14. Kuznetsov V., Shaposhnikova Yu. Features of calculation and design of complex concrete monolithic slabs. *MATEC Web of Conferences*. 2018; 251:02027. DOI: 10.1051/mateconf/201825102027
15. Albarram A., Qureshi J., Abbas A. Effect of Rib Geometry in Steel-Concrete Composite Beams with Deep Profiled Sheeting. *International Journal of Steel Structures*. 2020; 20(3):931-953. DOI: 10.1007/s13296-020-00333-5

16. Chaparanganda E., Lazouski D. Design method for cast in-situ floor slab with external profiled steel deck as reinforcement. *Architectural and construction complex: problems, prospects, innovations*. 2024; 73-83. EDN HCQRUF. (rus.).
17. Vasdravellis G., Uy B., Tan E.L., Kirkland B. Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 110:29-39. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.010
18. Almazov V.O., Harutyunyan S.N. Design of Composite Reinforced Concrete Slabs according to Eurocode 4 and Russian Recommendations. *Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]*. 2015; 8:51-65. EDN UGUISR. (rus.).
19. Ahmed I.M., Tsavdaridis K.D. The evolution of composite flooring systems: applications, testing, modelling and Eurocode design approaches. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019; 155:286-300. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.01.007
20. Konrad M., Kuhlmann U. Headed studs used in trapezoidal steel sheeting according to Eurocode 4. *Structural Engineering International*. 2009; 19(4): 420-426. DOI: 10.2749/101686609789847118
21. Dujmovic D., Androić B., Lukačević I. Hoesch Additive Floor. *Composite Structures According to Eurocode 4*. 2014; 797-824. DOI: 10.1002/9783433604908.ch22
22. Alsharari F., El-Zohairy A., Salim H., El-Sisi A.E. Numerical investigation of the monotonic behavior of strengthened Steel-Concrete composite girders. *Engineering Structures*. 2021; 246:113081. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113081
23. Tamayo J.L.P., Franco M.I., Morsch I.B., Désir J.M., Wayar A.M.M. Some aspects of numerical modeling of steel-concrete composite beams with prestressed tendons. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2019; 16(7). DOI: 10.1590/1679-78255599
24. Trofimov D.S. Research of monolithic floor performance on metal beams with broken adhesion using numerical model. *Young Scientist*. 2022; 21(416):73-78. EDN SSRXIL. (rus.).
25. Bagaev Z.S., Borukaev B.M. Methodology for modeling a steel-reinforced concrete floor with profiled sheeting in the Lira CAD PC. *Strategic development of the innovative potential of industries, complexes and organizations : collection of articles from the X International scientific and practical conference*. 2022; 18-21. EDN EKDSAO. (rus.).
26. Gaiduk S.V., Chudinov Yu.N. Design models of steel-reinforced concrete floors with a monolithic plate on a steel profiled sheet. *Regional aspects of the development of science and education in the field of architecture, construction, land management and cadastres at the beginning of the III millennium : proceedings of the International scientific and practical conference*. 2020; 179-183. EDN XBYUSY. (rus.).
27. Gimranov L.R., Fattakhova A.I. Determination of the characteristics of the steel-reinforced concrete diaphragm model affecting the result of the numerical experiment. *Industrial and Civil Engineering*. 2022; 1:18-25. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.01.18-25. EDN LEKTSZ. (rus.).
28. Reginato L.H., Tamayo J.L.P., Morsch I.B. Finite element study of effective width in steel-concrete composite beams under long-term service loads. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2018; 15(8). DOI: 10.1590/1679-78254599
29. Adamenko V., Dziubko D., Romanyshe O. Stress-strain state investigation of nodes of composite steel-reinforced concrete frame-monolithic buildings using information technology for structural analysis and building information modeling. *Mechanics and Mathematical Methods*. 2024; 6(1):107-123. DOI: 10.31650/2618-0650-2024-6-1-107-123
30. Tonkih G.P., Chesnokov D.A. Strength and ductility evaluation of I-shape shear connectors in composite floors. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 5(1):27-44. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.1.27-44. EDN BUVBSZ. (rus.).
31. Tonkih G.P., Chesnokov D.A. Shear resistance of nailed connectors in composite beams with steel decking. *Industrial and Civil Engineering*. 2022; 7:17-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2022.07.17-23. EDN AVBAPK. (rus.).
32. Kocherzhenko V.V., Sapozhnikov P.V., Kuznecov V.V. Experimental planning for the perpendicular shear test of the embossment. *Engineering Journal of Don*. 2023; 11(107):409-425. EDN CMSRFZ. (rus.).
33. Sougata C., Umamaheswari N. Numerical investigation of steel-concrete composite beams using flexible shear connectors. *AIMS Materials Science*. 2022; 9(5):668-683. DOI: 10.3934/matricsci.2022041
34. Hällmark R., Collin P., Hicks S.J. Post-installed shear connectors: Push-out tests of coiled spring pins vs. headed studs. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019; 161:1-16. DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.06.009
35. Farid B., Boutagoug D. Parametric study of I-shaped shear connectors with different orientations in push-out test. *Frattura ed Integrità Strutturale*. 2021; 15(57):24-39. DOI: 10.3221/IGF-ESIS.57.03
36. Tipka M., Macecek T., Vaskova J. Analysis of Position Effect of Vertical Load-Bearing Elements for Reinforcement of Steel Reinforced Concrete Floor Structures. *Key Engineering Materials*. 2024; 976:11-20. DOI: 10.4028/p-jmrgs4
37. Maceček T. *Analysis of Position Effect of Vertical Load-bearing Elements for Reinforcement of Steel Reinforced Concrete Floor Structures : Bachelor Thesis*. CTU in Prague, 2023.

38. Suwaed A.S.H., Karavasilis T.L. Demountable steel-concrete composite beam with full-interaction and low degree of shear connection. *Journal of Constructional Steel Research*. 2020; 171:106152. DOI: 10.1016/j.jcsr.2020.106152

39. Colajanni P., Mendola L.L., Monaco A. Review of push-out and shear response of hybrid steel-trussed concrete beams. *Buildings*. 2018; 8(10):134. DOI: 10.3390/buildings8100134

40. Pathirana S.W., Uy B., Mirza O., Zhu X. Bolted and welded connectors for the rehabilitation of composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*. 2016; 125:61-73. DOI: 10.1016/j.jcsr.2016.06.003

41. Davidenko A.I., Davidenko M.A., Davidenko A.A., Davidenko E.V., Pushko N.I. To calculate the strength of steel concrete slabs with external reinforcement with profiled steel flooring and prestressed

core reinforcement. *Scientific Bulletin of the Luhansk State Agrarian University*. 2023; 3-4(20-21):269-276. EDN BENCXQ. (rus.).

42. Davidenko A.I., Artemenko A.A., Borisov S.D. Assessment of fire resistance by the criterion of loss of bearing capacity of reinforced concrete floors with external reinforcement. *Vestnik Lugansk Vladimir Dahl State University*. 2024; 3(81):21-26. EDN ZLF-GUW. (rus.).

43. Bubis A.A., Giziatullin I.R., Davidenko A.A., Petrosyan I.A., Nazmeyeva T.V., Davidenko A.I. et al. Features of the application of combined steel-reinforced concrete floors based on lightweight steel thin-walled structures in seismic-prone regions. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2024; 6(625):5-19. DOI: 10.37538/0005-9889-2024-6(625)-5-19. EDN MYQGY. (rus.).

Received June 6, 2025.

Adopted in revised form on July 6, 2025.

Approved for publication on July 8, 2025.

B I O N O T E S: **Yuliya A. Shaposhnikova** — Candidate of Technical Science, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced concrete and Masonry Structures, Institute of Industrial and Civil Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; SPIN-code: 2131-2252, ID RSCI: 734007, Scopus: 57190858958, ResearcherID: P-8986-2018, ORCID: 0000-0001-7740-9400; yuliatalyzova@yandex.ru;

Evgeny A. Kalinin — postgraduate studies of the Department of Reinforced concrete and Masonry Structures, Institute of Industrial and Civil Engineering; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; SPIN-code: 2911-0043, ORCID: 0009-0000-6762-5679; Eugene.Kalinin@inbox.ru.

Contribution of the authors:

Yuliya A. Shaposhnikova — idea, supervision, conceptualization, methodology, writing of the article, scientific editing of the text, conclusions.

Evgeny A. Kalinin — data gathering and processing, writing of the article, conclusions.

The authors declare no conflict of interest.