

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-93-103>

УДК 624.012.46:624.073

Распределение усилий под нагрузкой в многопустотных плитах сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены

Докт. техн. наук, проф. С. В. Босаков¹⁾, канд. техн. наук А. И. Мордич²⁾,
канд. техн. наук, проф. А. А. Карякин³⁾,
кандидаты техн. наук, доценты С. А. Сонин³⁾, И. С. Дербенцев³⁾

¹⁾Белорусский национальный технический университет (Минск, Республика Беларусь),

²⁾ООО «БЭСТинжиниринг» (Минск, Республика Беларусь),

³⁾Южно-Уральский государственный университет (Национальный исследовательский университет) (Челябинск, Российская Федерация)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. Потребности снижения себестоимости строительства жилых и общественных зданий и обеспечения в них свободной и трансформируемой при эксплуатации планировочной структуры вызывают интерес к стеновым системам зданий, выполняемым с большим шагом несущих стен. Для сокращения трудозатрат и повышения темпа строительства в такой несущей системе здания также требуются максимальное использование крупногабаритных сборных изделий и минимизация расхода монолитного бетона. При этом сборные изделия должны быть заменяемы по условиям местной (региональной) базы стройиндустрии, а объема монолитного бетона достаточно для обеспечения полного перераспределения внутренних усилий между элементами несущей системы под нагрузкой. Применительно к описанной несущей стеновой системе многоэтажного здания в статье представлена конструкция плоского сборно-монолитного перекрытия, образованного многопустотными плитами и монолитными ригелями, опираемого на несущие стены. Многопустотные плиты, опертые по торцам на монолитные ригели в плоскостях несущих стен, размещены плотными группами между монолитными связевыми ригелями. Плотные контакты между элементами перекрытия зафиксированы внутренними связями. На основании натурных испытаний и существующих теоретических положений получены новые данные по распределению усилий в элементах перекрытия при действии вертикальной нагрузки. Установлено, что под действием этой нагрузки в плоскости перекрытия вдоль обеих главных осей возникают реактивные распорные усилия, обеспечивающие работу каждой группы многопустотных плит в перекрытии как эффективной цельной сплошной пластины, опертой по контуру. Учет реактивных распорных усилий позволяет наиболее точно оценить несущую способность и жесткость сборно-монолитного перекрытия и при многопустотных плитах толщиной 220 мм обеспечить увеличение шага несущих стен до 8 м и более.

Ключевые слова: сборно-монолитное перекрытие, многопустотные плиты, монолитные ригели, несущие стены, продольный и поперечный распор, несущая способность, жесткость

Для цитирования: Распределение усилий под нагрузкой в многопустотных плитах сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены / С. В. Босаков [и др.] // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 93–103. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-93-103>

Адрес для переписки

Мордич Александр Иванович
ООО «БЭСТинжиниринг»
просп. Машерова, 9, оф. 211
220002, г. Минск, Республика Беларусь,
Тел.: +375 17 284-83-45
alex.mordich@mail.ru

Address for correspondence

Mordich Alexander I.
BESTinzhiniring
9, off. 211 Masherova Ave.,
220002, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 284-83-45
alex.mordich@mail.ru

Distribution of Load Forces in Hollow Core Slabs of Precast Solid Floor Supported on Bearing Walls

S. V. Bosakov¹, A. I. Mordich², A. A. Karyakin³, S. A. Sonin³, I. S. Derbentsev³

¹Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus),

²BESTinzhiniring (Minsk, Republic of Belarus),

³South Ural State University (National Research University) (Chelyabinsk, Russian Federation)

Abstract. The need to cut construction cost of residential and public buildings and provide them with a free and transformable planning structure during their operation cause interest in building wall systems with a large step of bearing walls. In order to reduce labor inputs and increase rate of construction in such building load-bearing system it is also necessary to maximize the use of large-sized prefabricated products and minimize consumption of in-situ concrete. In this case prefabricated products should be substituted according to the conditions of local (regional) construction industry base and volume of in-situ concrete must be sufficient to ensure a complete redistribution of internal forces between elements of the bearing system under load. As for the described bearing wall system of a multi-storey building the paper presents a flat precast solid floor formed by hollow-core slabs and monolithic crossbars supported by load-bearing walls. The hollow-core slabs supported at the ends on cast-in-place crossbars in the planes of bearing walls are arranged in dense groups between cast-in-place braced cross-beams. Dense contacts between overlapping elements are fixed by internal bonds. New data on distribution of forces in floor elements under the action of a vertical load have been obtained on the basis of full-scale tests and existing theoretical assumptions. It has been established that due to this load reactive thrust forces ensuring an operation of every hollow-core slab group in the floor as an effective solid plate supported along the contour have been originated in the floor plane along two main axes. Calculation of the reactive thrust forces makes it possible more accurately to assess a load-bearing capacity and rigidity of the precast solid floor and to increase a step of bearing walls up to 8 m and more while having hollow-core slabs with a thickness of 220 mm.

Keywords: precast solid floor, hollow core slabs, monolithic crossbars, bearing walls, longitudinal and transverse thrusts, load carrying capacity, rigidity

For citation: Bosakov S. V., Mordich A. I., Karyakin A. A., Sonin S. A., Derbentsev I. S. (2019). Distribution of Load Forces in Hollow Core Slabs of Precast Solid Floor Supported on Bearing Walls. *Science and Technique*. 18 (2), 93–103. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-93-103> (in Russian)

Введение

Стеновые несущие системы могут обеспечить достаточно высокие потребительские качества многоэтажных жилых и общественных зданий и минимизировать себестоимость их строительства. Действительно, выполнение несущими стенами дополнительно ограждающих функций, сравнительно небольшая толщина и развитая площадь их горизонтальных сечений при достаточном размере шага размещения этих стен в здании позволяют заметно снизить его материалоемкость и получить разнообразную планировочную структуру. Очевидно, по этим причинам дома повышенной этажности и высотные чаще реализуют в стеновых системах [1]. Несущие стены могут быть выполнены как из монолитного железобетона, так и сборными, сборно-монолитными. Для их устройства практически не требуются высокопрочные бетоны, что дополнительно снижает себестоимость строительства. Технология возведения зданий стеновой системы достаточно про-

ста и доступна любому квалифицированному подрядчику.

В [2] показано, что при шаге несущих стен, например, 7,2 м возможно выполнить помещения площадью 40–45 м² с достаточным количеством функциональных зон для реализации свободной, вариантной и/или гибкой планировки. Для увеличения шага несущих стен многоэтажных зданий панельных систем, наиболее распространенных на территории бывшего СССР, на конференции [3] было признано целесообразным вместо сплошных панельных плит применить в перекрытиях многопустотные плиты (МПП). Свод правил [4] допускает применение в перекрытиях панельных зданий МПП безопалубочного формования (ПБФ). Опираемые на стены предусмотрены по балочной схеме с возможным частичным защемлением опорных участков. Из-за отсутствия в ПБФ закладных деталей и наличия в них только продольной арматуры высота панельного здания с такими перекрытиями ограничена до 50 м.

Как показывают результаты испытаний [5] и опытов [6, 7], альтернативой сборному перекрытию в зданиях стеновых систем может быть сборно-монолитное перекрытие (рис. 1). Сборные многопустотные плиты в таком перекрытии размещены между связевыми ригелями плотными группами и оперты по торцам верхней полкой на бетонные шпонки монолитных несущих ригелей. Шпонки размещены в полостях МПП по торцам на глубину (100 ± 10) мм. Ригели 3 выполнены в плоскостях несущих стен и жестко объединены с ними. По торцам плиты 4 могут быть дополнительно оперты нижней полкой на панели

несущих стен. Для этого их торцы заводят в стену 1 на толщину защитного слоя 20–25 мм. Для фиксации плотных контактов между элементами перекрытия ригели 3, 5 и при необходимости межплитные швы снабжены внутренними сквозными связями 6, выполняемыми стержневой арматурой. Связи 6 предназначены ограничивать перемещения МПП в плоскости перекрытий при действии нагрузки. Как показали опыты [6, 7], при ограничении смещений МПП от поворота относительно их оси в замкнутой рамной ячейке под вертикальной нагрузкой возникает поперечный распор.

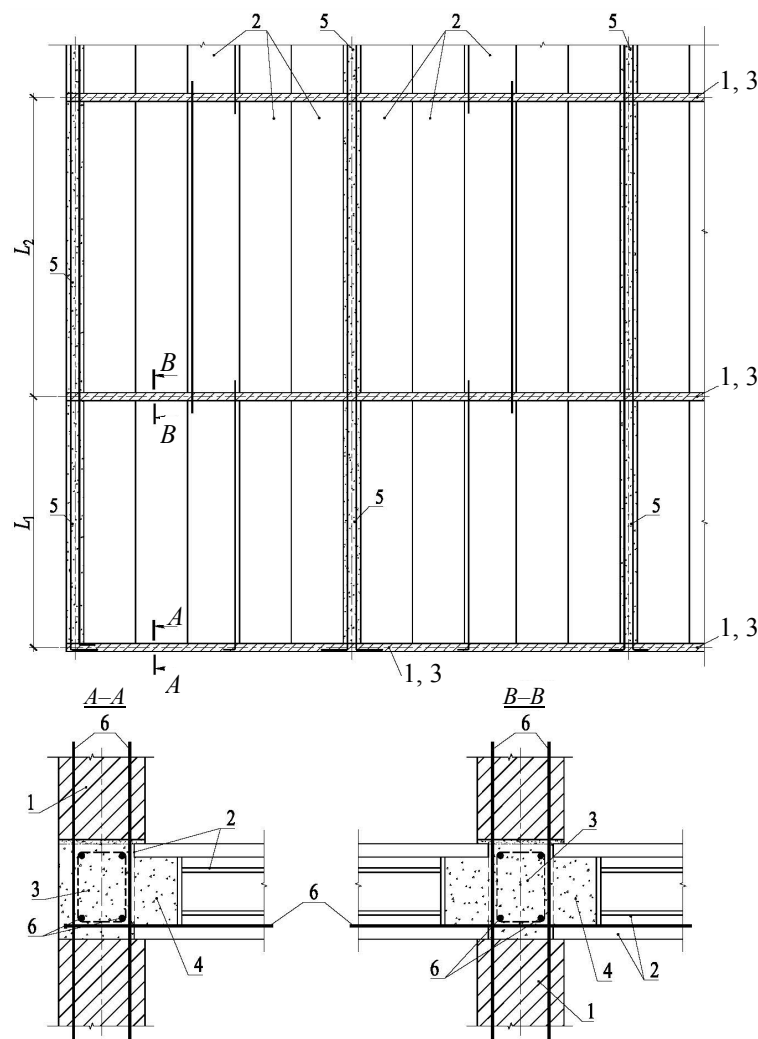


Рис. 1. Плоское сборно-монолитное перекрытие, образованное многопустотными плитами безопалубочного формирования и опертое на несущие стены: 1 – несущая стена; 2 – сборная многопустотная плита; 3 – монолитный несущий ригель; 4 – бетонная шпонка несущего ригеля; 5 – связевый ригель; 6 – арматура внутренних сквозных связей

Fig. 1. Flat precast solid floor formed by hollow-core slabs of off-formwork casting and supported on bearing walls: 1 – bearing wall; 2 – precast hollow core slab; 3 – monolithic bearing crossbar; 4 – concrete key of bearing crossbar; 5 – tie beam; 6 – reinforcement of internal pass-through ties

По этой причине отмечено существенное повышение жесткости и несущей способности МПП в составе перекрытия по сравнению со свободно опертыми плитами-близнецами [6]. Дополнительное повышение этих показателей благодаря плотным контактам торцов МПП с несущими ригелями обеспечивается продольным распором [5]. В [8] по результатам испытаний сборно-монолитных перекрытий также подтверждается их повышенная несущая способность и отмечается, что до настоящего времени механизм работы сборно-монолитного перекрытия раскрыт недостаточно. Совершенно очевидно, что программные средства на основе плоскостного конечно-элементного анализа, применяемые для расчета несущих систем при проектировании зданий, такой задачи тоже не решают [9].

Цель исследований авторов – получение новых данных о характере работы под нагрузкой сборно-монолитного перекрытия, образованного МПП и опертого на несущие стены, разработка предложений для практической оценки его жесткости и несущей способности. Для решения поставленной задачи потребовалось выполнить дополнительный анализ результатов натурных испытаний конструкции плоского сборно-монолитного перекрытия [5] и сопоставить их с известными расчетно-теоретическими положениями [9–13].

Конструкция перекрытия

Детально конструкция перекрытия представлена в [5], ниже приведены только основные его параметры, требуемые для анализа. Нагрузению была подвергнута ячейка перекрытия у его кромки (рис. 2), включавшая шесть сборных МПП (ПБФ) по серии 0-455 УралНИИ-проект. Каждая МПП ячейки выполнена номинальной шириной 1,2 м из бетона класса В30 (С30/37), содержала понизу по шесть канатов К7 (S1400) диаметром 9 мм. Установившееся усилие обжатия преднапряжением в них достигало $N_{02} = 276,3$ кН. Момент, вызывающий образование трещин в проле-

те: $M_{crс} = 50,9$ кН·м. Расчетная прочность по моменту нормального сечения плит $M_u = 56,1$ кН·м, разрушающий момент для этого же сечения по фактическим сопротивлениям арматуры и бетона $M_u = 72,2$ кН·м.

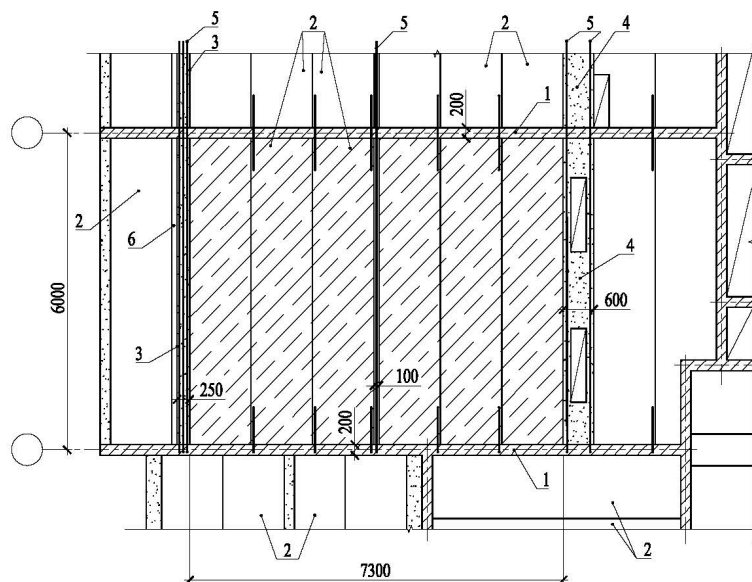


Рис. 2. Конструкция испытанного сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены в составе здания (нагружаемая ячейка заштрихована): 1 – несущая стена; 2 – сборная многоячеистая плита; 3, 4 – монолитный связевой ригель; 5 – сквозная связевая арматура; 6 – воздушный зазор для размещения утеплителя

Fig. 2. Structure of tested precast solid floor supported on load-bearing walls in building composition (loaded fragment is shaded): 1 – bearing wall; 2 – precast hollow core slab; 3, 4 – marginal and intermediate monolithic tie beams; 5 – pass-through tie reinforcement; 6 – air clearance for location of thermal insulation

Сборные многоячеистые плиты между собой в каждой ячейке перекрытия объединены швами омоноличивания и размещены между монолитными ригелями 3 и 4. По концам плиты оперты верхней полкой на бетонные шпонки (рис. 1) несущих ригелей и торцами заглублены в стены на величину (20 ± 5) мм. Несущие ригели размещены в створах несущих стен и жестко связаны с ними вертикальной арматурой. Шаг несущих стен 6,0 м, пролет плит в свету 5,8 м. Крайний связевой ригель 3, расположенный на кромке перекрытия, в поперечном сечении ($b \times h = 250 \times 220$ мм) содержал в составе армокаркаса понизу и поверху по три сквозных стержня 5 диаметром 16 мм класса А400 (S400). Связевой ригель 4 по другую сторону ячейки, выполненный шириной 600 мм в виде монолитной заделки для пропуска вертикальных коммуникаций здания, содержал

понизу два сквозных стержня диаметром 20 мм класса А400 (S400). В среднем уширенном межплитном шве также в качестве внутренней связи понизу был установлен сквозной стержень диаметром 20 мм класса А400 (S400), заанкеренный за стенами. Общий удельный расход арматуры на устройство перекрытий составил $8,3 \text{ кг/м}^2$. Все монолитные элементы перекрытия и несущих стен выполнены из бетона класса В25 (С25/30). На день испытаний нагружаемое перекрытие, а также перекрытия под и над ним были в одинаковой готовности (28–35 сут), и нагружение производили установкой грузов через деревянные брусковые прокладки непосредственно на МПП.

Полная проектная расчетная вертикальная нагрузка на перекрытие составила $g_{I,tot} = 10,6 \text{ кПа}$, а полезная расчетная нагрузка $g_n = 7,0 \text{ кПа}$. При испытании было решено стандартным поэтапным нагружением довести приложенную опытную нагрузку до величины $g_{lv} = 7,0 \text{ кПа}$, чтобы с учетом собственного веса перекрытия обеспечить воздействие на него полной проектной расчетной нагрузки. При анализе величина полной расчетной нагрузки увеличена до $g_{I,tot} = 12,0 \text{ кПа}$ как наиболее частой в реальном проектировании.

Основные результаты испытаний и анализ

Развитие прогибов середины пролета МПП в ячейке перекрытия в процессе нагружения имело упругий характер (рис. 3). Некоторые

отклонения графика на рис. 3 (линии 1, 3, 4) от линейного объясняются первоначально неравномерным распределением значительных по величине грузов по ячейке по условиям подачи их в строящемся доме. Величина наибольшего прогиба, достигнутая в двух средних плитах от действия полезной расчетной нагрузки, составила 1,0 и 1,1 мм. И после выдержки перекрытия под нагрузкой в течение 18 ч эти значения не менялись. После разгрузки перекрытия (рис. 3, линии 2) в средних плитах были зафиксированы остаточные прогибы 0,1 и 0,2 мм. При этом наибольшее значение средних относительных деформаций бетона вдоль средних плит составило по верхней и нижней граням $(4-5) \cdot 10^{-5}$. Относительное удлинение бетона по нижней грани поперек плит было незначительным и не превышало $3 \cdot 10^{-5}$, что гораздо меньше предельной растяжимости бетона $(10-15) \cdot 10^{-5}$. Вертикальные смещения МПП у несущих стен приборами не были зафиксированы. Наибольшие вертикальные относительные укорочения бетона на поверхности стен непосредственно под МПП достигали $(2-4) \cdot 10^{-5}$ и были весьма малы по сравнению с предельной сжимаемостью бетона, равной 0,30–0,35 %. Приведенные данные свидетельствуют о том, что напряженно-деформированные состояния сборно-монолитного перекрытия, несущих стен и узлов их сопряжения между собой при действии полной проектной расчетной нагрузки далеки от предельного состояния по прочности.

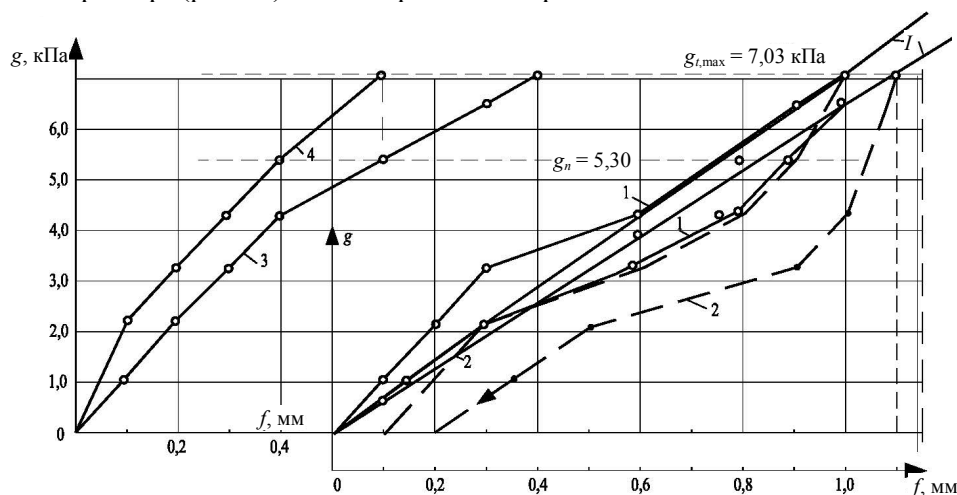


Рис. 3. Развитие прогиба середины пролета плит ячейки под нагрузкой: 1 – прогибы двух средних плит при нагружении; 2 – то же при разгрузке; 3, 4 – прогибы соответственно промежуточной и крайней плит; I – линии идеально упругого деформирования средних плит

Fig. 3. Development of deflection in the middle of span for slabs under loads: 1 – deflection of two intermediate slabs when subjected to loadings; 2 – same but without loadings; 3, 4 – deflection of intermediate and marginal slabs; I – lines of ideal elastic deformation in intermediate slabs

Анализ [5] показал, что при полезной расчетной нагрузке $g_{lv} = 7,0$ кПа величина изгибающего момента в средних сечениях МПП ячейки, определенная по достигнутой в них деформации с учетом их реальной жесткости (рис. 2), составила: для средних плит ячейки – 8,4 кН·м, промежуточных – 7,2, крайних – 4,8 кН·м. Эти значения существенно меньше величины момента $M = 35,3$ кН·м, создаваемого той же нагрузкой $g_{lv} = 7,0$ кПа в среднем сечении свободно опертой МПП-близнеца. Приведенные данные [5] позволяют предположить, что МПП, размещенные плотной группой в рамной ячейке сборно-монолитного перекрытия и опертые на несущие стены, кроме усилий в их сечениях от непосредственного воздействия нагрузки, испытывают разгружающее воздействие вторичных реактивных сил, возникающих под этой же нагрузкой в плоскости перекрытия и обусловленных его конструктивными особенностями. Эту группу МПП в замкнутой рамной ячейке также можно рассмотреть как цельную пластину, обжатую по сторонам реактивными отпорами. По факту она не была защемлена ни по одной стороне: по двум противоположным сторонам опёрта на несущие стены, двумя другими сторонами по углам – на боковые связевые ригели. При наличии реактивных распорных усилий по обоим главным направлениям эта пластина, по существу, является свободно опертой по периметру.

Первоначально рассматривая такую цельную пластину толщиной 220 мм только свободно опертой по периметру, при действии распределенной нагрузки можно, согласно [10], получить распределение величин изгибающих моментов M_x и M_y в ней соответственно вдоль главных осей y_1 и x (рис. 4). Видно, что полученные значения изгибающих моментов M_x несколько сближаются с опытными для МПП в составе перекрытия. Так, при $g_{test} = 7,0$ кПа в сечениях наиболее нагруженных средних МПП ячейки они составляют $M_x = 24,8 \cdot 1,2 = 29,8$ кН·м, что меньше $M = 35,3$ кН·м, действующего в этом же сечении свободно опертой МПП-близнеца. В остальных МПП ячейки эти величины различаются более существенно. В принятой пластине в направлении поперек МПП действует $M_{y,max} = 20,3$ кН·м/м (при $g_{I,tot} = 12$ кПа), который из-за отсутствия арматуры может быть погашен только моментом от действия реактивного поперечного распора.

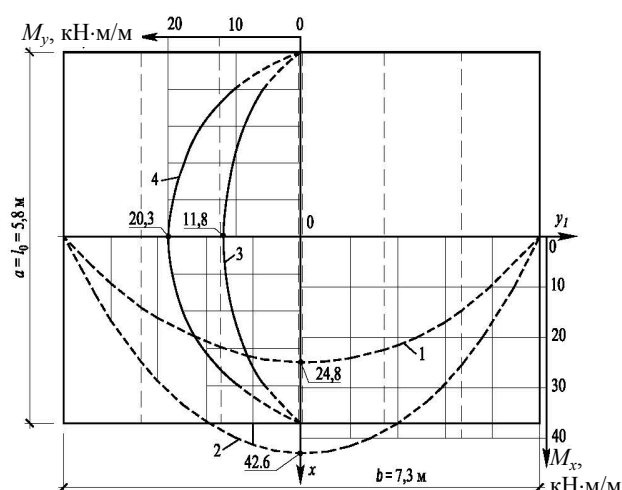


Рис. 4. Распределение значений изгибающих моментов M_x вдоль оси y_1 и момента M_y вдоль оси x , проходящих через середину эквивалентной цельной пластины, образованной многоячеечными плитами [10]: 1, 2 – величина M_x при действии испытательной нагрузки $g_{test} = 7$ кПа и полной расчетной нагрузки $g_{I,tot} = 12$ кПа; 3, 4 – величина M_y при действии тех же нагрузок

Fig. 4. Distribution of values for bending moments M_x along an axis y_1 and moment M_y along an axis x , passing through the middle part of equivalent solid slab formed by hollow core slabs [10] in accordance with: 1, 2 – value of M_x with test load $g_{test} = 7$ kPa and full design load $g_{I,tot} = 12$ kPa; 3, 4 – value of M_y with the same loadings

Как сказано выше, наличие плотных контактов пластины со смежными элементами требует учета реактивных распорных усилий. Эквивалентная пластина, образованная МПП и соответствующая ячейке испытанного перекрытия [5], представлена на рис. 5. При жестком отпоре элементов несущего остова здания (например, при наличии связанных между собой перекрестных несущих стен и достаточно жестких внутренних связях 5 (рис. 2)) величина распора, действующего вдоль каждой МПП ячейки, может быть определена по формуле

$$H_{xi} = \frac{\phi_b q' l_0^2 e_0}{12(i^2 + e_0^2)}, \quad (1)$$

где $\phi_b = 0,85$ – коэффициент, учитывающий податливость бетона контактов по торцам плиты; q' – погонная нагрузка на МПП, определенная по величине M_x на ее продольной оси в составе пластины (рис. 4), без нагрузки, создаваемой ее собственным весом; l_0 – пролет МПП в свету; e_0 – эксцентриситет приложения распора H_{xi} относительно центра тяжести сечения плиты; $i^2 = I_{red}/A_{red}$; I_{red} , A_{red} – момент инерции и площадь поперечного сечения плиты.

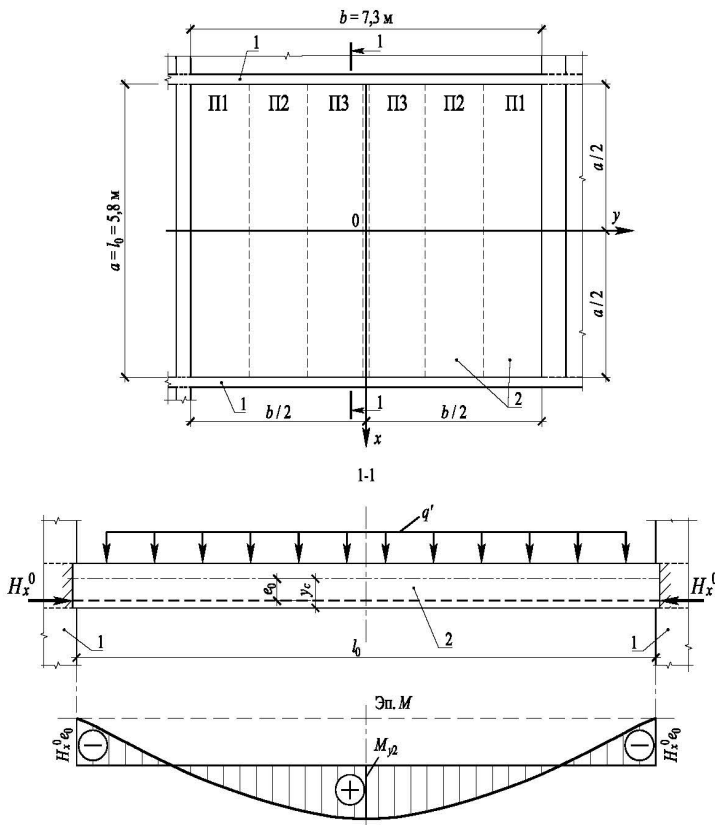


Рис. 5. Размещение многопустотных плит в диске перекрытия, опертом на несущие стены, и схема усилий, действующих в них под нагрузкой: 1 – несущая стена; 2 – многопустотная плита

Fig. 5. Arrangement of hollow core slabs in floor disk supported on bearing walls and scheme forces acting in them under load: 1 – bearing wall; 2 – hollow core slab

Обозначив $C = \frac{e_0}{12(i^2 + e_0^2)}$, можно за-

писать

$$H_{xi} = \varphi_b q' l_0^2 C. \quad (2)$$

Следует отметить, что величина распора H_{xi} , действующего вдоль многопустотной плиты, прямо зависит от величины погонной нагрузки q' , приложенной к ней. Величину момента M_{y2} , действующего в середине пролета каждой МПП в составе пластины, с учетом продольного распора H_{xi} можно определить (рис. 5)

$$M_c = M_{l/2} = (q'_{tot} / 8 - \varphi_b q' C b_0) l_0^2, \quad (3)$$

где q'_{tot} – полная расчетная нагрузка, приложенная к многопустотным плитам и определенная по величине M_x при их шарнирном опирании концами на стены (рис. 4, линия 2).

Упругий прогиб середины пролета каждой МПП ячейки от кратковременного действия вертикальной проектной нагрузки с учетом продольного распора H_{xi} можно определить аналогично

$$f_c = \frac{\omega l_0^4}{8 E_b I_{red}} \left(\frac{q'_{tot}}{48} - q' e_0 C \right), \quad (4)$$

где $\omega = 0,65$ – коэффициент, учитывающий неравномерное и дискретное распределение величины изгибающего момента в средних сечениях МПП в составе ячейки перекрытия (пластины).

Результаты расчета изгибающего момента в средних сечениях МПП ячейки и величины их прогиба, согласно (3) и (4), при кратковременном действии приложенной испытательной ($g_{test} = 7$ кПа) и полной расчетной ($g_{I,tot} = 12$ кПа) нагрузок представлены в табл. 1 и на рис. 6.

Таблица 1

Усилия в средних сечениях многопустотных плит ячейки перекрытия и прогибы
Forces in middle sections of hollow-core slabs and deflections

Номер ячейки (рис. 5)	Изгибающий момент и усилия						Прогиб, мм		
	В составе пластины			M_{fexp} , кН·м	M_c (3), кН·м	$\frac{M_c}{M_b} \cdot 100, \%$	f'_0	f_{exp}	f_c (4)
	M'_0 [10], кН·м	$q' (q'_{tot})$, кН·м	$\frac{q'}{q_b} \cdot 100, \%$						
а) наибольшая приложенная нагрузка $g_{test} = g_{lv} = 7$ кПа									
П1	11,53	2,74	32,6	4,8	4,6	12,9	1,42	0,6	0,59
П2	19,24	4,58	54,5	7,2	7,6	21,6	2,37	0,9	1,00
П3	25,60	6,09	72,5	8,4	10,2	28,8	3,15	1,0/1,1	1,31
б) кратковременное действие полной расчетной нагрузки $g_{I,tot} = 12$ кПа									
П1	19,80	4,71	32,7	–	9,9	16,4	2,43	–	1,25
П2	33,00	7,85	54,5	–	16,6	27,4	4,06	–	2,08
П3	47,00	11,18	77,6	–	24,1	39,7	5,78	–	3,01

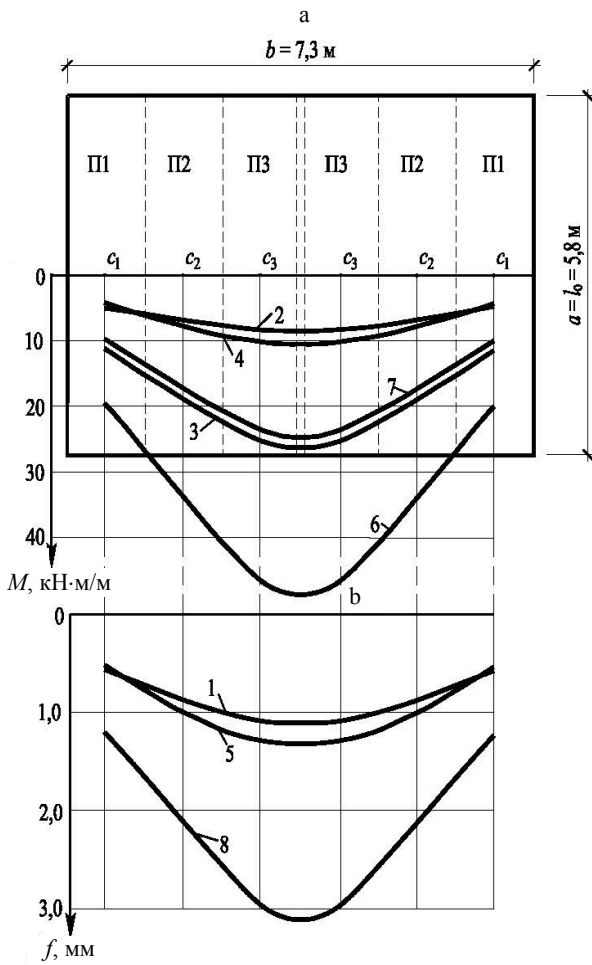


Рис. 6. Распределение величин изгибающих моментов (а) и прогибов (б), определенных расчетом в середине пролетов многопустотных плит ячейки перекрытия:
 1 – опытный прогиб плиты при $g_{test} = 7,0$ кПа;
 2 – $M_{f_{exp}}$, определенный по значениям опытных прогибов;
 3 – M'_0 при той же нагрузке [10]; 4 – M_c согласно (3);
 5 – f_c согласно (4) при $g_{test} = 7,0$ кПа;
 6 – M'_0 в сечениях многопустотных плит от полной расчетной нагрузки $g = 12$ кПа [10];
 7 – M_c согласно (3); 8 – f_c согласно (4) при той же нагрузке (табл. 1)

Fig. 6. Distribution of values for bending moments (a) and deflections (b), determined by calculations in middle sections of hollow-core slabs:
 1 – experimental deflection of slab at $g_{test} = 7.0$ kPa;
 2 – $M_{f_{exp}}$, determined in accordance with values of experimental deflections; 3 – M'_0 at the same load [10];
 4 – M_c according to (3); 5 – f_c according to (4) at load $g_{test} = 7.0$ kPa; 6 – M'_0 in the sections of hollow-core slabs from full design load $g = 12$ kPa [10];
 7 – M_c according to (3); 8 – f_c according to (4) at the same load (tab. 1)

Из табл. 1 и рис. 6 видно, что, рассматривая работу каждой многопустотной плиты под нагрузкой как элемента цельной пластины и с учетом действия в ее сечениях продольного распора H_{xi} , расчетные величины изгибающего

момента M_c в средних сечениях, полученные согласно [10] (4,6–10,2 кН·м, рис. 6, линия 4), вполне удовлетворительно согласуются с моментом $M_{f_{exp}}$, определенным по значениям прогибов этих плит (линия 1) и реальной жесткости их сечений (4,8–8,4 кН·м, линия 2). При этом величины достигнутых моментов в сечениях МПП в составе ячейки перекрытия составляют 12,9–28,8 % от величины момента при той же нагрузке в свободно опертой МПП-близнеце.

Величины прогиба МПП в составе пластины (ячейки перекрытия) при действии опытной нагрузки ($f_{exp} = 0,59; 1,00; 1,31$ мм, рис. 6, линия 5), определенные согласно (4), также удовлетворительно согласуются с опытными ($f_{exp} = 0,6; 0,9; 1,0/1,1$ мм), несколько переоценивая их для средних МПП ячейки. При этом прогибы свободно опертой МПП-близнеца при такой же нагрузке ($f_0 = 1,42–3,15$ мм) существенно больше по сравнению с опытными в составе перекрытия.

Приведенные сопоставления опытных и расчетных значений усилий и прогибов показывают, что расчет сборно-монолитного перекрытия, образованного МПП, можно выполнять по предложенным зависимостям (2)–(4). Расчет ячейки перекрытия, опертой на несущие стены, при действии полной расчетной нагрузки ($g_{I,tot} = 12$ кПа) подтвердил, что МПП в составе перекрытия под нагрузкой работают в упругой стадии. Изгибающие моменты в их сечениях значительно меньше момента $M_{crc} = 50,9$ кН·м, вызывающего образование трещин, и по сравнению со свободно опертыми МПП-близнецами величины момента в них составляют только 16,4–39,7 %. На основании полученных данных можно заключить, что для испытанного сборно-монолитного перекрытия толщиной 220 мм под полную расчетную нагрузку $g_I = 12$ кПа шаг несущих стен может быть увеличен по сравнению с рассмотренным (6,0 м) в 1,2–1,4 раза.

Представляет интерес оценить величину поперечного относительно МПП распора H_y , возникающего вследствие их поворота под нагрузкой относительно собственных осей. Это усилие не только обеспечивает работу группы МПП в замкнутой ячейке как цельной пластины, но и способно повредить смежные элементы перекрытия, если не обеспечить их требуемую прочность.

Рассматриваемая ячейка расположена у края перекрытия (рис. 2). Со стороны середины перекрытия вдоль связевого ригеля 4 поперек МПП действует распределенный реактивный распор. Со стороны крайнего ригеля на пластину действуют сосредоточенные реактивные распорные усилия H_y в его обоих приопорных сечениях. Способность каждого из этих сечений крайнего ригеля 3 воспринять данное усилие определяет несущую способность ячейки и всего перекрытия. Если не обеспечено восприятие усилий H_y крайним ригелем, плиты под действием нагрузки могут раздвинуться и начать работать по балочной схеме. Кроме того, при выключении из работы связей 5, размещенных в ригелях 3, может исчезнуть и продольный распор. Таким образом, для реализации условия работы группы МПП в ячейке как цельной пластины требуется обеспечить прочность связей 5 в ригелях 3, 4 и межплитных швах и сопротивление опорных сечений крайнего ригеля сосредоточенному сдвигу усилием H_y . Из распределения моментов M_y вдоль главной оси x цельной пластины (рис. 4) можно установить, что наибольшее его значение составляет $M_{yt} = 11,8$ кН·м/м – от приложенной нагрузки $g_{test} = 7$ кПа и $M_{fy} = 20,3$ кН·м/м – от полной расчетной нагрузки $g_t = 12$ кПа. Эти усилия убывают по параболической зависимости к краям пластины. Пластина по полю содержит рабочую арматуру только одного направления (вдоль оси x), а прочность сечений пластины на действие M_x по этому направлению, рассмотренная выше (табл. 1), обеспечена. Действующий под нагрузкой момент M_y вдоль оси y (поперек МПП) не может быть воспринят сечениями пластины. Момент M_y (рис. 6) может быть воспринят только действием реактивного поперечного распора $2H_y$, действующего вдоль обоих торцов МПП опорных сечений ригеля 3 (рис 2). Наибольшая величина момента, которую могут воспринять продольные сечения МПП перед образованием трещин в нижней полке вдоль их пустот, составляет

$$M_{crc,y} = R_{bt} h_{f \min} z_p,$$

где R_{bt} – нормативное сопротивление бетона МПП растяжению; $h_{f \min}$ – минимальная тол-

щина нижней полки плиты; z_p – расстояние между центрами тяжести сечений нижней и верхней полок.

Для ПБФ при бетоне класса В30 и $h_{f \min} = 35$ мм, примененных в перекрытии, $M_{crc,y} = 11,3$ кН·м/м, что меньше действующих расчетных значений (11,8 и 20,3 кН·м/м). Это означает, что при нагружении перекрытия в середине ячейки вдоль МПП должны были образоваться продольные трещины. Однако при нагружении наибольшее относительное удлинение бетона поперек МПП было значительно меньше предельной растяжимости бетона и, значит, растяжение бетона в этом направлении было погашено обжатием реактивным поперечным распором.

Величину распора H_y в опорных сечениях крайнего связевого ригеля (рис. 2) под нагрузкой можно определить по значениям момента $M_{y \max}$, действующего в центре пластины (рис. 4, точка O):

$$H_y = \frac{\omega_y M_{y \max} a}{2z_p},$$

где $\omega_y = 0,65$ – коэффициент полноты эпюры изгибающего момента M_y , расположенной вдоль оси x ; a – ширина пластины (длина пролета МПП в свету)

При приложенной наибольшей нагрузке $g_t = 7$ кПа ($M_{yt} = 11,8$ кН·м/м) реактивный поперечный распор H_{yt} в опорных сечениях ригеля 3 (рис. 2) составляет величину 103,9 кН. При полной расчетной нагрузке на перекрытие ($M_{yt} = 20,3$ кН·м/м) $H_{yt} = 206,8$ кН.

Для выполнения поставленных условий требуется, чтобы приопорные сечения крайнего связевого ригеля были способны воспринять распорное усилие H_y как сосредоточенный сдвиг. Опыты [11, 12] показали, что для оценки прочности сечений ригелей на действие сосредоточенного сдвига пригодна методика, изложенная в [13]. Сопротивление сдвигу бетона сечения ригеля в таком случае определится как $R_{sh,b} = 2R_{bt}$, где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению. Сопротивление сечения сдвигу за счет рабочей арматуры крайнего свя-

зевового ригеля составляет $R_{sh.s} = 0,65(R_b^2 E_s)^{1/3} \mu_s$, но не более $0,7\mu_s R_s$, где R_b – расчетное сопротивление бетона ригеля сжатию; $\mu_s = A_s/(b \cdot h)$ – коэффициент армирования связевого ригеля; A_s – площадь сечения нижней продольной рабочей арматуры ригеля; b, h – ширина и высота сечения ригеля; R_s, E_s – расчетное сопротивление растяжению и модуль упругости продольной арматуры ригеля.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое поперечным сечением крайнего ригеля, определится как $F_u = (R_{sh.b} + R_{sh.s})bh$.

Величина $F_u = 231$ кН, определенная по расчетным сопротивлениям бетона и арматуры крайнего связевого ригеля, превышает наибольшее возможное значение поперечного распора $H_{y,l} = 206,8$ кН. Это указывает на то, что реактивный поперечный распор H_y , действующий в ячейке перекрытия, воспринят и группа МПП действительно работает под нагрузкой как цельная упругая пластина.

Анализ проведенных исследований показывает, что сборно-монолитное перекрытие, образованное МПП и опертое на несущие стены, обладает повышенной несущей способностью и жесткостью. Оно позволяет располагать несущие стены с шагом, требуемым для реализации оптимальной планировочной структуры. Расчет перекрытия, опертого на несущие стены, например с шагом 8,0 м при размере ячейки $b \times a = 7,8 \times 8,6$ м из сборных МПП с тем же рабочим армированием, как и в приведенных опытах, согласно [10] и (4), показал, что наибольший прогиб от кратковременного действия полной расчетной нагрузки ($g_l = 12$ кПа) в середине ячейки составляет 7,52 мм. Наибольший прогиб МПП непосредственно перед образованием трещин получился 13,1 мм. Это означает, что при эксплуатации такое перекрытие под нагрузкой будет работать упруго без трещин с достаточными запасами по несущей способности и жесткости. Вместе с тем следует иметь в виду, что увеличение шага несущих стен сопровождается возрастанием в них усилий, и это требуется учитывать при проектировании.

ВЫВОДЫ

1. Представленная конструкция сборно-монолитного перекрытия, образованного сборными многопустотными плитами и монолитными неразрезными ригелями и опертого на несущие стены, обладает значительными резервами несущей способности и жесткости, поскольку в перекрытии под нагрузкой реализуются разгружающие реактивные распорные усилия по обоим направлениям. Вследствие этого оно также эффективно по материалоемкости.

2. Рассмотренное сборно-монолитное перекрытие толщиной 220 мм в составе несущего остова здания может быть оперто на несущие стены, расположенные с большим шагом (6–8 м и более), обеспечив его повышенную несущую способность и жесткость, в здании – свободные планировочные решения, а при строительстве – преимущественное применение конструктивных бетонов средней прочности.

3. Расчет конструкции перекрытия можно выполнять согласно действующим нормативным документам с учетом предложений, приведенных в статье.

ЛИТЕРАТУРА

1. Маклакова, Т. Г. Высотные здания. Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования / Т. Г. Маклакова. М.: Изд-во АСВ, 2006. 160 с.
2. Магай, А. А. Крупнопанельные жилые дома с широким шагом несущих конструкций, обеспечивающих свободную планировку квартир / А. А. Магай, Н. В. Дубынин // Жилищное строительство. 2016. № 10. С. 21–24.
3. Профессионалы встретились на VII Международной научно-практической конференции «Развитие крупнопанельного домостроения в России» InterConPan-2016 в Краснодаре (информация) // Развитие крупнопанельного домостроения в России: материалы VII Междунар. науч.-практ. конф. InterConPan-2016. Краснодар: Рекламно-издательская фирма «Стройматериалы», 2016. С. 3–10.
4. Нормирование в крупнопанельном домостроении: новый свод правил по проектированию крупнопанельных конструктивных систем / С. А. Зенин [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 2. С. 10–15.
5. Результаты испытаний нагружением сборно-монолитного перекрытия, опертого на несущие стены много-

- этажного здания / С. В. Босаков [и др.] // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 2. С. 35–42.
6. Айвазов, Р. Л. Сборное перекрытие, опертое по контуру и работающее с поперечным распором / Р. Л. Айвазов, И. В. Лапицкий // Бетон и железобетон. 1991. № 11. С. 7–9.
 7. Босаков С. В. К повышению несущей способности и жесткости перекрытий, образованных многопустотными плитами / С. В. Босаков, А. И. Мордич, В. Н. Симбиркин // Промышленное и гражданское строительство. 2017. № 4. С. 30–36.
 8. Коякин, А. А. Некоторые результаты натурных испытаний фрагмента каркасного здания в сборно-мономолитном исполнении / А. А. Коякин, В. М. Митасов // Бетон и железобетон. 2015. № 5. С. 18–20.
 9. Назаров, Ю. П. Автоматизированное проектирование плоских мономолитных и сборно-мономолитных перекрытий каркасных зданий / Ю. П. Назаров, Ю. Н. Жук, В. Н. Симбиркин // Промышленное и гражданское строительство. 2006. № 10. С. 48–50.
 10. Тимошенко, С. П. Пластинки и оболочки / С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. М.: Наука, 1966, 63 с.
 11. Алявдин, П. В. Прочность и деформации сборно-мономолитных дисков перекрытий при сдвиге в их плоскости / П. В. Алявдин, А. И. Мордич, В. Н. Белевич // Бетон и железобетон. 2014. № 2. С. 13–18.
 12. Меркулов, А. А. Работа рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узлов сопряжений сборных колонн, диафрагм и плоских мономолитных перекрытий / А. А. Меркулов // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. № 4. С. 15–19.
 13. Проектирование железобетонных сборно-мономолитных конструкций. Справочное пособие к СНиП 2.03.01–84. М.: Стройиздат, 1991, 69 с.
- Поступила 27.08.2018
Подписана в печать 29.10.2018
Опубликована онлайн 29.03.2019
- REFERENCES
1. Maklakova T. G. (2006) *Multi-Storey Buildings. Urban and Architectural-Structure Problems of the Designing*. Moscow, Publishing House ASV. 160 (in Russian)
 2. Magay A. A., Dubynin N. V. (2016) Large-Panel Residential Buildings with a Broad Step of Bearing Structures, Ensuring the Free Layout of Apartments. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo*, (10), 21–24 (in Russian).
 3. Professionals Have Met at VII "InterConPan-2016" International Scientific and Practical Conference "Development of Large-Panel Housing-Construction in Russia" in Krasnodar (Information). *Development of Large-Panel Housing-Construction in Russia: Proceedings of VII "InterConPan-2016" International Scientific and Practical Conference Advertising and Publishing Company "Stroymaterialy"*, 2016, 3–10 (in Russian).
 4. Zenin S. A., Sharipov R. Sh., Kudinov O. V., Shapiro G. I. (2018) Norm Setting In Large-Panel Housing Construction: New Handbook of Rules and Regulations on Designing of Large-Panel Structural Systems. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (2), 10–15 (in Russian).
 5. Bosakov S. V., Mordich A. I., Karyakin A. A., Sonin S. A., Derbentsev I. S., Popp P. V. (2018) Load Test Results of Precast-Monolithic Floor Supported on Bearing Walls of Multi-Storey Building. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (2), 35–42 (in Russian).
 6. Aivazov R. L., Lapitsky I. V. (1991) Precast Floor Supported on Contour and Working with Cross Thrust. *Beton i Zhelezobeton [Concrete and Reinforced Concrete]*, (11), 7–9 (in Russian).
 7. Bosakov S. V., Mordich A. I., Simbirkin V. N. (2017) On Increase of Bearing Capacity and Rigidity of Floors Made of Hollow-Core Slabs. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (4), 30–36 (in Russian).
 8. Koyakin A. A., Mitasov V. M. (2015) Some Results of Field Tests on Fragment of Precast-Monolithic Frame Building. *Beton i Zhelezobeton [Concrete and Reinforced Concrete]*, (5), 18–20 (in Russian).
 9. Nazarov Yu. P., Zhuk Yu. N., Simbirkin B. N. (2006) Computer-Aided Design of Flat Monolithic and Precast-Monolithic Slabs in Frame Buildings. *Promyshlennoe i Grazhdanskoe Stroitelstvo = Industrial and Civil Construction*, (10), 48–50 (in Russian).
 10. Timoshenko S. P., Voynovsky-Kriger S. (1966) *Plates and Shells*. Moscow, Nauka Publ. 63 (in Russian).
 11. Alyavdin P. V., Mordich A. I., Belevich V. N. (2014) Strength and Deformation of Precast-Monolithic Floor Slabs in Case of their in-Plane Shear. *Beton i Zhelezobeton [Concrete and Reinforced Concrete]*, (2), 13–18 (in Russian).
 12. Merkulov A. A. (2010) Behavior of Braced Frameworks in Multi-Storey Buildings with due Account of Deformation Capacity for Longitudinal Beams of Precast Columns, Diaphragms and Flat Monolithic Floor Slabs. *Stroitel'naya Mekhanika i Raschiot Sooruzheniy = Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, (4), 15–19 (in Russian).
 13. Reference Book to Construction Rules and Regulations SNiP 2.03.01–84. *Design of Reinforced Concrete Precast-Monolithic Structures*. Moscow, Stroyizdat Publ., 1991. 69 (in Russian).
- Received: 27.08.2018
Accepted: 29.10.2018
Published online: 29.03.2019