

DOI: 10.12737/article\_5c73fbfe576a47.59051268

<sup>1,\*</sup>Модин А.К., <sup>1</sup>Сергеев М.С., <sup>1</sup>Лисятникова М.О., <sup>1</sup>Суханов А.А.<sup>1</sup>Владимирский государственный университет им. Александра Григорьевича

и Николая Григорьевича Столетовых

Россия, 600000, г. Владимир, ул. Горького, 87

\*E-mail: art\_modin@mail.ru

## АНАЛИЗ РАБОТЫ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТЫКА МОНОЛИТНОГО ШПОНОЧНОГО СОЕДИНЕНИЯ ДВУХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ГИБКОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

**Аннотация.** Дано понятие стыкового соединения элементов. Разобраны основные типы соединений, воспринимающие сдвиговые усилия. Рассмотрены вертикальные стыки шпоночного соединения двух железобетонных панелей и использование гибкой стержневой арматуры в стыке Передерия. Представлен вариант соединения железобетонных панелей при помощи стальных петель Reiko. Изучены основные проблемы существующих методик расчета соединения железобетонных конструкций и их жесткостных характеристик. Представлены ранее полученные результаты анализа несущей способности и деформативности стыка. Разобрана диаграмма зависимости податливости связи от усилия для реальной и смоделированной ситуации. Проанализированы линейные и нелинейные схемы расчета конструкции с применением шпоночного соединения. Рассмотрен вопрос об использовании гладкой стержневой арматуры. Произведен расчет податливости вертикального шпоночного стыка с учетом действующих нормативных документов и выполнено сравнение полученных жесткостных характеристик. Получены выводы и рекомендации по применению существующих норм по расчету стыков железобетонных панелей.

**Ключевые слова:** панельное домостроение, вертикальный стык, шпоночное соединение, гибкая арматурная связь, монолитный стык.

Несущая способность и эксплуатационные характеристики крупнопанельных жилых домов напрямую зависят от принятой конструктивной схемы, но что более важно от конструктивных решений стыков наружных и внутренних панелей.

Стыковое соединение, иначе говоря, стык – это узел соединения несущих, а также не несущих конструктивных элементов здания между собой. По схеме расположения стык может быть вертикальным или горизонтальным.

По способу восприятия вертикальных сдвигающих усилий, различают следующие типы соединения:

а) сварные соединения закладных деталей, установленных в стеновых панелях;

б) болтовые, с механическим зацеплением и затяжкой;

в) сварные соединения арматурных выпусков с последующим омоноличиванием;

г) бетонные и железобетонные шпонки.

Монолитные стыковые связи с применением петлевых выпусков из стеновых панелей имеют высокую жесткость соединения. При соединении стеновых панелей за счет монолитной связи образуется бетонная шпонка, которая воспринимает сдвигающие силы. Также, часть усилий переходит на плиты перекрытия, при использовании платформенного стыка.

На сегодняшний день наиболее популярным является использование тросовых петлевых соединений, в частности тросовые петли компании «Reikko», которые зарекомендовали себя более чем хорошо, а их работа в конструкции была описана и подтверждена в [3].

Но данное конструктивное решение может быть экономически не выгодным или вносить ряд неудобств в небольшие предприятия, специализирующиеся на производстве сборных железобетонных панелей. Выходом могло послужить использование гибкой стержневой арматуры Ø8-10 класса А240. Петли вертикального стыка, выполняемые из гладкой стержневой арматуры, не требуют дополнительной сертификации, и могут производиться на территории предприятия. Гладкий арматурный стержень изготавливается на производстве с учетом требований по анкеровке в тело железобетонной панели и служит основным элементом в стыке Передерия. Использование несъемной опалубки дает возможность создания монолитной шпонки любой формы.

Опираясь на эти два факта можно сделать вывод, что предприятие по производству сборных панелей способно самостоятельно выполнять сборку комплектующих материалов и не зависеть от сторонних поставщиков, что благоприятно влияет на экономическую составляющую.

Основная проблема, с которой встречаются при проектировании крупнопанельных зданий –

это отсутствие единой методики расчета и конструктивных требований при их проектировании. На данный момент готовится выход СП «Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования» [9], но, не смотря на, представленные редакции данного нормативного документа, остается ряд вопросов, требующих обоснования и экспериментального подтверждения. Существующие методы определения несущей способности монолитных шпоночных стыков основаны на различных предпосылках, учитывают характер разрушения стыка, двухосное напряженное состояние, стадии разрушения и опираются на результаты экспериментов, выполненные авторами данных исследований. Но даже эти данные и существующие методики дают различные между собой результаты.

Расчет железобетонных конструкций можно вести по линейной и нелинейной схеме. При линейном расчете, широкое применение получила дискретно-континуальная модель крупнопанельного здания. Линейная схема рассматривала здание как ряд столбов с заданной жесткостью вертикальных связей, и вводилось допущение об абсолютной жесткости данных связей при взаим-

ном сдвиге столбов равным 0. При этом вводится понятие критерия количественной жесткости – коэффициент  $\mu$ .

$$\mu = \sqrt{\frac{H_{эт}}{\lambda_{сд}} \cdot \left( \frac{1}{E \cdot F_1} + \frac{1}{E \cdot F_2} + \frac{L^2}{\sum E \cdot I_{ст}} \right)} \quad (1)$$

где  $E \cdot F_1$  и  $E \cdot F_2$  – продольная жесткость при соединении связей;  $L$  – расстояние между геометрическими центрами полос;  $E \cdot I_{ст}$  – сумма изгибных жесткостей полос при изгибе в плоскости расчетного направления горизонтальной нагрузки на здание.

Продольную связь между полосами можно считать абсолютно жесткой при  $\mu > 12/n$  и шарнирной при  $\mu < 2/n$ , где  $n$  – количество этажей

Но, несмотря на возможность расчета по линейной схеме, действующие нормы [6] требуют учитывать нелинейную работу конструкции, и об этом свидетельствуют теоретические и экспериментальные данные, проводимые ранее. Испытания, проводимые в МИСИ, помогли построить диаграмму, связывающую усилия и перемещения и наглядно показывающую нелинейность работы конструкции. Данный вопрос был освещен в [3].

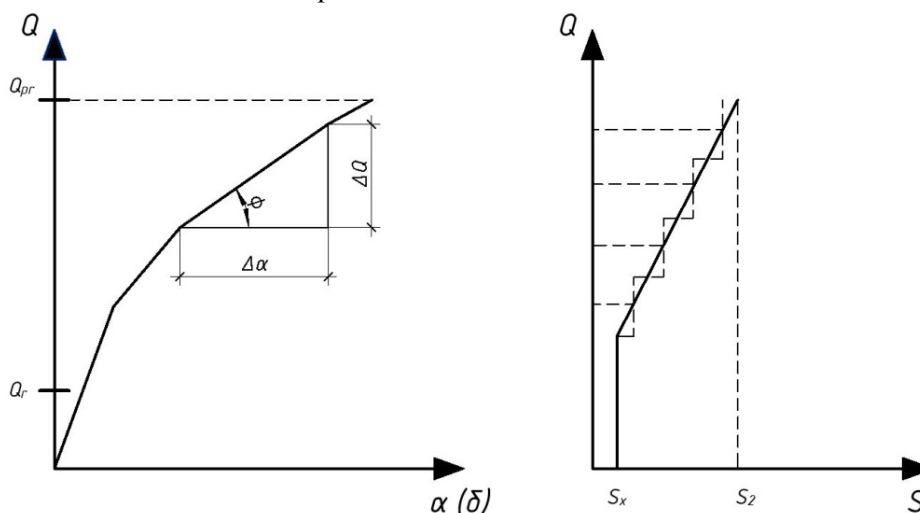


Рис. 1. Зависимость податливости связи от усилия (реальная и смоделированная)

Исследования, проводимые отечественными и зарубежными учеными и направленные на анализ несущей способности и деформативности стыка, смогли дать следующие ответы:

- наличие горизонтальной арматуры в вертикальном стыке увеличивает его несущую способность;
- несущую способность многошпоночного соединения нельзя рассматривать как обобщенную несущую способность нескольких шпонок;
- шпоночное соединение носит хрупкий характер разрушения;
- представлены наиболее характерные типа разрушения шпоночных соединений.

Работа шпоночного соединения с тросовой петлей в качестве горизонтального армирования была произведена и натурально испытана в компании «Reikko», но без публикации результатов. В научной работе [3] автор дает пояснение к данному типу соединения и наглядно показывает результаты эксперимента по определению несущей способности и деформативности шпоночного соединения с тросовыми петлями.

При рассмотрении вопроса об использовании гладкой стержневой арматуры, в качестве горизонтальной арматуры в вертикальном шпоночном соединении, обратимся к действующим нормам [5] и [7].

Выполним расчет податливости вертикального шпоночного стыка для двух стеновых ж/б панелей толщиной 180 мм. Расстояние между панелями – 100 мм. Начальный модуль упругости бетона заполнения стыка – 30000 МПа (Н/мм<sup>2</sup>) для бетона кл. В25. Начальный модуль упругости бетона панели – 30000 МПа (Н/мм<sup>2</sup>) для бетона кл. В25. Глубина заделки арматурной петли  $\phi=8$  принимается 444 мм. Шпонка глубиной 22 мм и шириной 50 мм.

Согласно [7] коэффициент податливости при сдвиге  $\lambda_{\tau}$  (мм/Н) соединения двух сборных элементов принимается равным сумме коэффициентов податливости для сечений, примыкающих к каждому из соединяемых элементов.

Коэффициент податливости вертикального стыка стеновых панелей при сдвиге определяется по формуле:

$$\lambda_{\tau,s} = \frac{6}{d_s \cdot n_s} \left( \frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right) = \frac{6}{8 \cdot 2} \left( \frac{1}{3000} + \frac{1}{3000} \right) = 25 \cdot 10^{-6}, \text{ (мм/Н)} \quad (4)$$

$d_s$  – диаметр петли, 8 мм;  $n_s$  – количество петель, 2 шт.

$$\lambda_{\tau} = 7,57 \cdot 10^{-6} + 25 \cdot 10^{-6} = 32,57 \cdot 10^{-6}, \text{ (мм/Н)} \quad (5)$$

Соответственно жесткость вертикального стыка на сдвиг:

$$K_{\tau} = \frac{1}{\lambda_{\tau}} = \frac{1}{32,57 \cdot 10^{-6}} = 30703, \text{ (Н/мм)} \quad (6)$$

Коэффициент податливости вертикального стыка стеновых панелей при сдвиге с учетом длительного действия нагрузок определяется с пониженным значением модуля упругости бетона.

$$E_{pl,t} = \frac{E_b}{1 + \phi_{b,cr}} = \frac{3000}{1 + 2,5} = 8571 \text{ (Н/мм}^2\text{)} \quad (7)$$

$\phi_{b,cr}$  – 2,5 коэффициент ползучести бетона, принимаемый по т. 6.12 СП 63.13330-2012.

Тогда,

$$Q_1 = R_b \cdot l_k \cdot t_k \cdot n_k = 14,5 \cdot 50 \cdot 22 \cdot 2 = 31900 \text{ Н} = 3,19 \text{ т} \quad (12)$$

$$Q_2 = 1,5 R_{bt} \cdot l_k \cdot h_k \cdot n_k = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 50 \cdot 180 \cdot 2 = 28350 \text{ Н} = 2,84 \text{ т} \quad (13)$$

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона шпонки на сжатие;  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона шпонки на растяжение;  $l_k$  – ширина шпонки;  $t_k$  – глубина шпонки;  $h_k$  – высота шпонки;  $n_k$  – кол-во шпонок.

Соответственно жесткость вертикального стыка на сдвиг:

$$\lambda_{\tau} = \lambda_{\tau,d} + \lambda_{\tau,s}, \text{ (мм/Н)} \quad (2)$$

$\lambda_{\tau,d}$  – податливость бетонного шпоночного соединения;  $\lambda_{\tau,s}$  – дополнительная податливость армированного шпоночного соединения

$$\lambda_{\tau,d} = \frac{l_{loc} \left( \frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{mon}} \right)}{A_{loc} \cdot n_k} = \frac{250 \left( \frac{1}{3000} + \frac{1}{3000} \right)}{22 \cdot 50 \cdot 2} = 7,57 \cdot 10^{-6}, \text{ (мм/Н)} \quad (3)$$

$l_{loc}$  – уловная высота шпонки, 250мм;  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона панели, 30000 Н/мм<sup>2</sup>;  $E_{mon}$  – начальный модуль упругости бетона замоноличивания, 30000 Н/мм<sup>2</sup>;  $A_{loc}$  – площадь сжатия шпонки;  $n_k$  – кол-во шпонок, 2 шт.

Податливость шпонки после образования наклонных трещин:

$$\lambda_{\tau,d} = \frac{250 \left( \frac{1}{8571} + \frac{1}{8571} \right)}{22 \cdot 50 \cdot 2} = 26,5 \cdot 10^{-6}, \text{ (мм/Н)} \quad (8)$$

$$\lambda_{\tau,s} = \frac{6}{8 \cdot 2} \left( \frac{1}{8571} + \frac{1}{8571} \right) = 87,5 \cdot 10^{-6}, \text{ (мм/Н)} \quad (9)$$

$$\lambda_{\tau} = 26,5 \cdot 10^{-6} + 87,5 \cdot 10^{-6} = 114,01 \cdot 10^{-6}, \text{ (мм/Н)} \quad (10)$$

Соответственно жесткость вертикального стыка на сдвиг при действии длительной нагрузки:

$$K_{\tau} = \frac{1}{\lambda_{\tau}} = \frac{1}{114,01 \cdot 10^{-6}} = 8771, \text{ (Н/мм)} \quad (11)$$

Выполним аналогичный расчет по определению жесткости вертикального стыка, изложенного в [5].

Сдвиговое усилие, приходящееся на стык, принимается равной несущей способности шпоночного стыка, определяемой по формулам:

$$K = \frac{Q}{\Delta} = \frac{2,84}{0,001} = 2890 \text{ т/м} \quad (14)$$

$Q = Q_{min}$  – сдвиговое вертикальное усилие, приходящееся на 1 м.п.,  $Q_{min}$  ( $Q_1, Q_2$ );  $\Delta$  – смещение стыка, вызываемое усилием  $Q$  и равное 1 мм/м.п.

Полученные результаты представлены в таблице 1 «Жесткость вертикального стыка».

Таблица 1

**Жесткость вертикального стыка**

Жесткость вертикального стыка	Пособие по расчету жилых зданий вып. 3 [7]		СТО 36554501-2012 [5]
	при кратковременной нагрузке	при длительной нагрузке	
К до образования трещин, т/м	13201,4	3772,1	2890
К после образования трещин, т/м	3070,3	877,1	

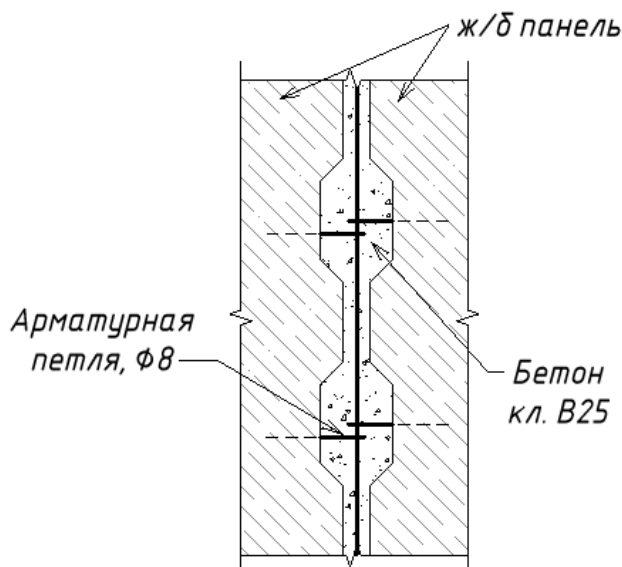


Рис. 2. Эскиз шпоночного вертикального стыка

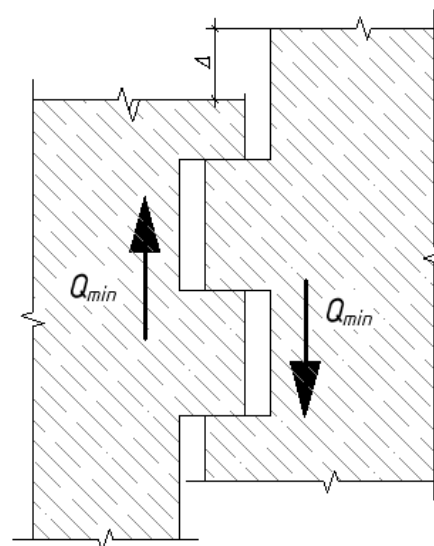


Рис. 3. Расчетная схема вертикального стыка при сдвиге

Значения жесткости вертикального стыка, рассчитанного по двум действующим методикам, имеют отличительный характер. Разница в жесткостях обусловлена учетом фактических жесткостных характеристик материалов, диаметров петлевых стержней, а также двух стадий работы шпонок, что не учтено в методике расчета по СТО 36554501-2012.

Опираясь на все вышеизложенное, можно сделать следующие выводы и рекомендации:

- наиболее прочным и эффективным вертикальным стыком является шпоночное соединение с использованием гибкой стержневой арматурой по типу Передерия;
- на сегодняшний день нет единой нормативной документации по расчету крупнопанельного домостроения, в частности расчета жесткости вертикального стыка;
- требуется проработка СП «Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования» ред. №2;
- действующие нормативные документы, по расчету жесткостных характеристик, имеют различные формулы и, как следствие, отличные друг от друга результаты;
- требуется экспериментальная проверка действующих формул по определению жесткостных характеристик вертикальных стыков с применением гладкой стержневой арматуры в качестве горизонтального армирования по типу Передерия.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Блажко В.П. Тенденции в развитии конструктивных систем панельного домостроения // Жилищное строительство. 2012. №4. С. 43–46.

2. Васильков Б.С. Володин Н.М. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений. М.: Стройиздат, 1985, 144 с.

3. Данель В.В. Анализ формул для определения жесткости при сжатии платформенных стыков крупнопанельных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2010. №1. С. 21–25.

4. Дербенцев И.С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных многоэтажных зданиях: На правах рукописи. 2014.

5. Киреева Э.И. Крупнопанельные здания с петлевыми соединениями конструкций // Жилищное строительство. 2013. №9. С. 47–51.

6. Попова М.В., Лисятников М.С., Сергеева А.Н., Модин А.К. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона. БСТ: Бюллетень строительной техники. 2017. № 12 (1000). С. 44–45.

7. Рязанов М.А., Шишов И.И., Рощина С.И., Лукин М.В. Расчет изгибаемых элементов с учетом физической нелинейности деформирования // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2016. № 12. С. 58–64.

8. СТО 36554501-026–2012 Рекомендации по расчету и конструированию жилых крупнопанельных домов с применением бесварных вертикальных и горизонтальных стыков на тросовых петлевых соединениях и многпустотными плитами без опалубочного формирования. Москва, 2012.

9. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

10. СП «Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования» ред. №2.

11. Roshchina S., Ezzi H., Shishov I., Lukin M.,

Sergeev M. Evaluation of the deflected mode of the monolithic span pieces and preassembled slabs combined action // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science 19. Ser. "Energy Management of Municipal Transportation Facilities and Transport, EMMFT 2017" 2017. С. 012075.

#### Информация об авторах

**Модин Артем Константинович**, аспирант кафедры строительных конструкций. E-mail: art\_modin@mail.ru. Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых» (ВлГУ). Россия, 600000, г. Владимир, ул. Горького, 87.

**Сергеев Михаил Сергеевич**, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций. E-mail: sergeevmichael@inbox.ru Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых» (ВлГУ). Россия, 600000, г. Владимир, ул. Горького, 87.

**Лисятникова Марина Олеговна**, аспирант кафедры строительных конструкций. E-mail: fate-judo@mail.ru. Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых» (ВлГУ). Россия, 600000, г. Владимир, ул. Горького, 87.

**Суханов Артем Андреевич**, магистрант кафедры строительных конструкций. E-mail: ksenia\_landau@mail.ru. Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых» (ВлГУ). Россия, 600000, г. Владимир, ул. Горького, 87.

Поступила в декабре 2018 г.

© Модин А.К., Сергеев М.С., Лисятникова М.О., Суханов А.А., 2019

<sup>1,\*</sup>Modin A.K., <sup>1</sup>Sergeev M.S., <sup>1</sup>Lisyatnikova M.O., <sup>1</sup>Sukhanov A.A

<sup>1</sup>Vladimir State University named after Alexander Grigorievich  
and Nikolai Grigorievich Stoletovs (VSU)

Russia, 600000, Moscow, Vladimir, st. Gorky, 87

\*E-mail: art\_modin@mail.ru

## ANALYSIS OF VERTICAL JOINT'S WORK IN THE MONOLITHIC KEYED JOINT OF TWO REINFORCED CONCRETE PANELS USING THE FLEXIBLE ROD ARMATURE

**Abstract.** The concept of butt joining of elements is given. The main types of compounds that perceive shear forces are analyzed. The vertical joints of the key connection of two reinforced concrete panels and the use of flexible rod reinforcement at the Perederia joint are considered. An option of connecting reinforced concrete panels using Peiko steel hinges is presented. The main problems of existing methods for calculating the connection of reinforced concrete structures and their stiffness characteristics are studied. The previously obtained results of the carrying capacity analysis and deformability of the joint are presented. The diagram of dependence of bond compliance on effort for a real and simulated situation is analyzed. Linear and nonlinear design calculations using keyed joints are analyzed. The issue of using smooth rod reinforcement is considered. The calculation of the vertical keyway compliance with the current regulatory documents is produced. The obtained stiffness characteristics are compared. Conclusions and recommendations on the application of existing standards for the calculation of joints of reinforced concrete panels are obtained.

**Keywords:** panel house, vertical joint, keyed joint, flexible reinforcing connection, monolithic joint.

#### REFERENCES

1. Blazhko V.P. Trends in the development of constructive systems panel housing. Housing construction, 2012, no. 4, pp. 43–46.
2. Vasilkov B.S., Volodin N.M. Calculation of prefabricated buildings with regard to the pliability of compounds. M.: Stroyizdat, 1985
3. Danel V.V. Analysis of formulas for determining the stiffness in compression of platform

joints of large-panel buildings. Construction mechanics and calculation of structures, 2010, no. 1. pp. 21–25.

4. Derbentsev I.S. Bearing capacity and deformability of keyed joints with loopback flexible connections in the joints of large-panel multi-storey buildings: As manuscripts. 2014.

5. Kireeva E.I. Large-panel buildings with loop connections of structures. Housing construction, 2013, no. 9, pp. 47–51.

6. Popova M.V., Lisyatnikov M.S., Sergeeva A.N., Modin A.K. Calculation of the strength of the normal sections of the bent elements, taking into account the full concrete deformation diagram. BST: Bulletin of construction equipment, 2017, no. 12 (1000), pp. 44–45.

7. Ryazanov M.A., Shishov I.I., Roshchina S.I., Lukin M.V. The calculation of the bent elements, taking into account the physical nonlinearity of deformation. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov, 2016, no. 12, pp. 58–64.

8. STO 36554501–026–2012 Recommendations for the calculation and design of residential

large-panel houses with the use of welded vertical and horizontal joints on cable loopback joints and hollow-core slabs without shuttering formation. Moscow, 2012.

9. SP 63.13330.2012 Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. Updated edition of SNiP 52-01-2003.

10. SP “Large-panel structural systems. Design. №2.

11. Roshchina S., Ezzi H., Shishov I., Lukin M., Sergeev M. Evaluation of the deflected mode of the monolithic span pieces and preassembled slabs combined action // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science 19. Сер. "Energy Management of Municipal Transportation Facilities and Transport, EMMFT 2017" 2017. С. 012075.

#### *Information about the authors*

**Modin, Artem K.** Graduate student. E-mail: art\_modin@mail.ru. Vladimir State University named after Alexander Grigorievich and Nikolai Grigorievich Stoletovs (VISU). Russia, 600000, Moscow, Vladimir, st. Gorky, 87.

**Sergeev, Mikhail S.** PhD, Associate Professor. E-mail: sergeevmichael@inbox.ru. Vladimir State University named after Alexander Grigorievich and Nikolai Grigorievich Stoletovs (VISU), Russia, 600000, Moscow, Vladimir, st. Gorky, 87.

**Lisyatnikova, Marina O.** Graduate student. E-mail: fate-judo@mail.ru. Vladimir State University named after Alexander Grigorievich and Nikolai Grigorievich Stoletovs (VISU). Russia, 600000, Vladimir, st. Gorky, 87.

**Sukhanov, Artem A.** Master student. E-mail: ksenia\_landau@mail.ru. Vladimir State University named after Alexander Grigorievich and Nikolai Grigorievich Stoletovs (VISU). Russia, 600000, Vladimir, st. Gorky, 87.

---

*Received in Desember 2018*

#### **Для цитирования:**

Модин А.К., Сергеев М.С., Лисятникова М.О., Суханов А.А. Анализ работы вертикального стыка монолитного шпоночного соединения двух железобетонных панелей с использованием гибкой стержневой арматуры // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2019. №2. С. 33–38. DOI: 10.12737/article\_5c73fbfe576a47.59051268

#### **For citation:**

Modin A.K., Sergeev M.S., Lisyatnikova M.O., Sukhanov A.A. Analysis of vertical joint's work in the monolithic keyed joint of two reinforced concrete panels using the flexible rod armature. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov, 2019, no. 2, pp. 33–38. DOI: 10.12737/article\_5c73fbfe576a47.59051268