



Research Article

Received: March 18, 2024

Accepted: April 1, 2024

Published: April 8, 2024

ISSN 2304-6295

Stiffness of vertical keyed joints of large panel buildings before cracking

Rybakov, Vladimir Aleksandrovich¹ Tsvetkova, Anna Andreevna^{*1}

¹ Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg, Russia; fishermanoff@mail.ru (R.V.A.); annatsvetkova2014@mail.ru (T.A.A.)

Correspondence: * email annatsvetkova2014@mail.ru; contact phone [+79052187897](tel:+79052187897)

Keywords:

Large-panel building; Joint stiffness; Linear stage; Two-node special element

Abstract:

The object of the research is the linear stiffnesses of vertical keyed joints of wall panels of multi-story buildings before the moment of cracking. This work aims to propose and substantiate methodology for calculating the linear stiffnesses of two-node special finite elements used for modeling vertical joints in calculation software. **Methods.** To obtain the axial stiffness it is proposed to consider the properties of the joint concrete, the geometry of the joint and the parameters of the finite element calculation scheme of the building using Hooke's law. To obtain the relation for calculating the shear stiffness in the plane of the panels, when considering keys, the joint is considered as a set of elements, that are connected in series and in parallel, which stiffness is calculated accordingly. To obtain the dependence for calculation the shear stiffness in and out of the plane of the panels, without considering keys, the relations of the theory of elasticity are used. **Results.** A method for calculating the stiffnesses of vertical key joints of large-panel buildings in the three orthogonal directions before the moment of cracking is proposed and substantiated, the expediency of considering the work of shear in the joint when calculating its stiffness is shown. It is substantiated, that there is only slight influence of the geometry of keys on the results of calculating the stiffnesses in the linear stage of the work of the joint. The scope of application of the proposed methodology is determined. The comparison between the calculation results of a 5-storey large-panel building from a 9-point seismic impact with setting the stiffnesses of two-node finite elements according to the proposed methodology and according to the methodology currently used in design practice is carried out. The influence of reinforcement in the vertical joint on the results of calculating its stiffnesses before the moment of cracking is estimated.

1 Introduction

Крупнопанельные здания получили популярность во всем мире благодаря скорости возведения и качеству изготавливаемых в заводских условиях конструкций. Несмотря на некоторые преодолемые недостатки, указанные в [1], такие факторы как свободная планировка, интересный в архитектурном плане облик зданий, особое проектирование первого этажа для размещения офисов и предприятий торговли [2], а также другие преимущества [3], делают строительство таких зданий достаточно перспективным.

Одним из типов крупнопанельных зданий являются здания из ЛСБК-панелей (панелей из легких сталебетонных конструкций).

Технология ЛСБК – это технология, при которой каркас из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК каркас), заполняется монолитным пенобетоном. Монолитный пенобетон абсолютно негорюч и применяется в огнезащитных конструкциях, создает монолитный слой теплоизоляции и может быть залит в конструкции практически любой формы, крайне долговечен и экономичен по цене. Двухэтажный жилой дом из ЛСБК-панелей может быть возведен за 15 дней (рисунок 1).

Rybakov V.A, Tsvetkova A.A

Stiffness of vertical keyed joints of large panel buildings before cracking;

2024; *Construction of Unique Buildings and Structures*; **112** Article No 11201. doi: 10.4123/CUBS.112.1



Fig. 1 – a) The mounted panels of a LSBK house on the 5th day of construction b) The finished house on the 15th day of construction

Конструкциям из ЛСБК-панелей посвящен ряд публикаций. Коэффициент условий работы ЛСБК-панелей исследован в [4], теплотехнические характеристики – в [5], огнестойкость – в [6].

Методика расчета крупнопанельных зданий в программных комплексах, в частности методика задания и расчета жесткостей вертикальных стыков, которые отличаются от жесткостей панелей, а их величины влияют на результаты расчета от ветровых нагрузок, что указано в [7], и сейсмических воздействий, что указано в [8], требует совершенствования. European Standard EN 1992-1-1 рекомендует определять жесткость вертикальных стыков стеновых панелей путем экспериментальных исследований, которые могут оказаться дорогостоящими и нерентабельными для зданий несерийного производства.

В [9], [10] рассматриваются различные варианты стыков на арматурных выпусках и применяемые в настоящее время способы их расчета, и констатируется, что «отсутствие формул, дающих достоверные значения жёсткостей, используемых при расчете зданий, повышает риск их разрушения. Даже для рассмотренных простейших случаев отсутствует единое понимание о степени влияния разных параметров на результат».

В [11] проведены результаты испытаний шести образцов с различными видами стыков и отмечено, что зависимость для учета трения между монолитным и сборным бетоном, приведенная в European standard EN 1992-1-1, дает большие погрешности в связи с несоответствием с реальным механизмом разрушения.

Осевая жесткость вертикальных стыков стеновых панелей, влияющая на величину нормальных напряжений в панелях при изгибе и вносящая наибольший вклад в напряженно-деформированное состояние конструкции, мало освещена в научной литературе, и в практике проектирования для расчета жесткостей по данному направлению для вертикальных стыков используются различные научно необоснованные зависимости, учитывающие, преимущественно, свойства арматуры стыка [12], что может быть оправдано только в нелинейной стадии работы стыка.

Начиная с конца XX века было проведено значительное количество натурных и численных, стыков панелей, как горизонтальных, так и вертикальных, в том числе при сейсмических воздействиях и с учетом физической нелинейности материала стыка.

Проведем краткий, не претендующий на полноту обзор таких исследований.

В [13] приводятся результаты натурного эксперимента вертикальных стыков стеновых панелей. Исследуются влияние таких параметров, как характеристики арматуры и бетона замоноличивания стыка, расположение арматуры в стыке, форма стыка, на его жесткость.

В [14] рассматривается работа контактно-платформенного стыка при сжатии. В статье приводится детальное описание стадий разрушения такого стыка, основанное на результатах натурных и численных экспериментов.

В [15] проанализированы различные конструктивные решения вертикальных и горизонтальных стыков стеновых панелей, предложен способ расчета податливости стыков стеновых панелей на закладных деталях. Представлены результаты экспериментального исследования работы вертикального стыка с закладными деталями.

В [16] приводятся результаты экспериментального исследования работы сборных конструкций мостов в зависимости от ширины стыков. Было получено, что в широких стыках



наблюдается хрупкое разрушение с образованием только одной диагональной трещиной. В узких стыках наблюдается две симметричные трещины.

В [17] исследуются соединения сборных конструкций мостов на стальных шпонках. Определяется нагрузка, при которой происходит трещинообразование, разрушающая нагрузка, зависимость смещения образцов по вертикали в зависимости от величины нагрузки.

В [18] сравниваются результаты численного моделирования шпоночных соединений бетоноподобных материалов с применением метода дискретных элементов, в частности с применением предложенного авторами дискретного элемента Ribid Body Coupled Spring model и результаты моделирования методом конечных элементов (МКЭ). Моделирование методом дискретных элементов позволило выявить механизмы разрушения шпоночных соединений.

В [19] приведены результаты экспериментального исследования 13 образцов стеновых панелей с вертикальными стыками на сдвиг в плоскости панелей, а также численного моделирования с использованием нелинейного анализа, было показано, что моделирование с использованием сдвиговых звеньев в стыке приводит к менее консервативным результатам расчета.

В [20] рассматривается прочность на сдвиг вертикальных стыков стеновых панелей на арматурных выпусках, приводятся результаты нелинейного численного анализа с использованием модели Мора-Кулона. Результаты численного моделирования были сопоставлены с экспериментальными данными, модель показала лучшую сходимость с экспериментальными данными, чем расчет по зависимостям нормативных документов Европейского союза.

В [21] рассматривается прочность на растяжение вертикальных стыков стеновых панелей на арматурных выпусках. Представлена программа испытаний, которая позволит выявить зависимость разрушающей нагрузки от таких параметров, как расстояние между петлевыми арматурными выпусками и количества поперечной арматуры. Отмечается, что знание параметров, которые могут привести к хрупкому разрушению бетона, позволит избежать данного опасного вида разрушения.

В [22] предложена модель упругопластического разрушения бетона, которая основана на изотропной модели с упрочняющейся поверхностью. Рассматривается экспериментальное применение данной модели.

В [23] рассматривается упругопластическая модель разрушения вертикального шпоночного стыка стеновых панелей. Рассматриваются два идеализированных механизма разрушения, включающих полное схождение шпонки и локальный срез угла шпонки.

В [24] рассматриваются вертикальные шпоночные стыки на тросовых петлях, отмечается, что данный вид стыков используется все чаще вместо стыков на петлевых арматурных выпусках. Представлена жесткопластическая модель разрушения таких стыков, которая согласуется с экспериментальными данными.

В [25] приводятся результаты испытаний контактно-монолитного стыка крупнопанельных зданий, описываются стадии разрушения, влияние различных параметров на его работу, исследуется новый тип межпанельного соединения в виде крепежного соединения стеновых панелей, выполненного с использованием кронштейна из арматурной стали и металлической пластины, который показал большие значения жесткости и несущей способности по сравнению с обычным бессварным стыком.

В [26] проведено экспериментальное исследование стыка стеновых панелей на сварке через пластину, получен график «деформации-напряжения» для таких соединений. Показывается, что податливость (жесткость – обратная величина) таких стыков зависит от податливости соединительных элементов и стержней, их анкерующих, а также сварных швов. Предложен метод расчета жесткостей таких стыков. В [26] также предлагается и экспериментально исследуется новый тип вертикального шпоночного стыка на арматурных выпусках, более удобный с точки зрения монтажа, исследуется и описывается в формульном виде механизм разрушения такого стыка. Результат численного описания сравнивается с результатом эксперимента.

В [27] описаны результаты натуральных испытаний линейных и Т-образных стыков стеновых панелей и отмечается, что в связи с тем, что в настоящее время крупнопанельные здания рассчитываются в линейной постановке, основной интерес представляет расчет жесткостей стыков до момента трещинообразования.

В [28] рассматривается отклик стен из армированной каменной кладки на сейсмическое воздействие в зависимости от величины вертикальной сжимающей силы, степени армирования,



метода возведения. Показано, что после образования трещин сборные стены обладают лучшими характеристиками и обеспечивают большую степень демпфирования, чем монолитные.

В [29] предлагается новый способ соединения сборных стеновых панелей и фундамента для строительства в сейсмических районах. Приводятся результаты натурных испытаний трех образцов. В [30] приводятся результаты квазистатических испытаний на двух образцах сборных стен с новым типом соединений с использованием устройств трения скольжения, предлагаются упрощенные формулы расчета таких стен, которые показали хорошее соответствие с результатами эксперимента. В [31] предлагается новое болтовое соединение стеновых панелей малоэтажных зданий для сейсмических районов. Исследуется влияние параметров болтовых соединений на отклик конструкции. В [32] экспериментально исследовалось поведение сборных железобетонных сэндвич-панелей (RCSP) при моделируемой сейсмической нагрузке. В [33] описываются результаты испытаний и численного моделирования сборных железобетонных стен с использованием вязкоупругого демпфирующего соединения (VDJ) в вертикальных стыках, предлагается упрощенная модель VDJ. Было показано, что VDJ рассеивают до 90% сейсмической энергии.

Также были разработаны новые конструкции стыков для несейсмических районов. В [34] предлагаются новые шпоночные типы армированных стыков и изучается влияние их параметров на рассеивание энергии после трещинообразования, указывается, что характеристики шпонок влияют на жесткость стыка. В [35] предложен новый вариант шпоночного стыка стеновых панелей, который обеспечивает большую жесткость соединения и удобен при монтаже. Экспериментально изучаются геометрические характеристики шпонки и осевая сила, определяется их влияние на жесткость стыка. Проводится численное моделирование в программе ABAQUS.

В [36], [37] предлагается усовершенствование способов создания расчетной модели и методов расчета крупнопанельных зданий в программном комплексе Лира-Сапр. В [38] исследуется возможность применения в расчетных схемах крупнопанельных зданий упругопластических двухузловых элементов для моделирования стыков стеновых панелей. Вариант зависимости для расчета жесткостей вертикальных стыков стеновых панелей получен в [39].

Обзор показал разнообразие подходов к расчету стыков стеновых панелей крупнопанельных зданий, недостатки существующих методик, отсутствие и необходимость поиска методики расчета жесткостей вертикальных стыков в линейной стадии, т.е. до момента трещинообразования, и определил цель настоящего исследования: предложить и обосновать методику расчета жесткостей вертикальных стыков стеновых панелей многоэтажных зданий до момента трещинообразования по трем ортогональным направлениям: продольная на растяжение-сжатие, на сдвиг в плоскости панелей, на сдвиг из плоскости панелей до момента трещинообразования. В рамках данной цели были решены следующие задачи:

- разработать метод для расчета осевых жесткостей вертикальных стыков стеновых панелей крупнопанельных зданий до момента трещинообразования;
- разработать метод для расчета жесткостей вертикальных стыков стеновых панелей крупнопанельных зданий до момента трещинообразования в плоскости панелей;
- разработать метод для расчета жесткостей вертикальных стыков стеновых панелей крупнопанельных зданий до момента трещинообразования из плоскости панелей;
- сравнить результаты расчета жесткостей, полученные по разработанной методике, с результатами расчета жесткостей по методикам, предлагаемым в нормативной документации РФ;
- верифицировать предложенную методику путем численного моделирования натурального эксперимента [27] с заданием жесткостей по предлагаемой методике;
- определить область применения разработанной в настоящем исследовании методики;
- сравнить результаты расчета крупнопанельного 5-этажного здания на 9-балльное сейсмическое воздействие с заданием жесткостей вертикальных стыков по предлагаемой в настоящем исследовании и применяемым в настоящее время в РФ методикам;
- оценить влияние арматурных выпусков в стыке на результаты расчета жесткостей данных стыков.

2 Materials and Methods

Осевая жесткость стыка.

Жесткость – это характеристика, показывающая, силу какой величины необходимо приложить к конструкции, чтобы вызвать в ней перемещение на единицу. Жесткость обратно пропорциональна относительному удлинению при действии единичной силы (1):

$$k = \frac{1}{\Delta l}, \quad (1)$$

где Δl – относительное удлинение элемента при приложении единичной силы.

Относительное удлинение может быть найдено по закону Гука (2):

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{E \cdot A}, \quad (2)$$

где P – прикладываемая осевая сила; l – длина элемента; E – модуль Юнга материала элемента; A – площадь элемента, перпендикулярная прикладываемой силе.

Относительное удлинение при приложении единичной силы также называют податливостью и обозначают λ . В дальнейшем будем использовать это обозначение.

В расчетных комплексах двухузловые конечные элементы, моделирующие вертикальные стыки стеновых панелей, задаются с шагом, равным размеру конечного элемента пластин, моделирующих панели, поэтому разделим стык по на участки так, что высота каждого из них равна размеру конечного элемента k в расчетной схеме и приложим к каждому участку единичную силу в продольном направлении, так, как показано на рисунке 2.

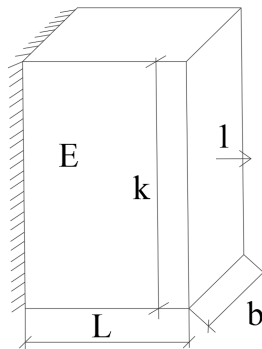


Fig. 2 – The calculation scheme of the joint. Determination of the longitudinal stiffness

Будем рассматривать линейную работу бетона стыка, до момента его трещинообразования, тогда приложенное усилие будет полностью восприниматься бетоном и удлинение от единичной силы, при заданном размере конечного элемента, будет найдено по формуле (3):

$$\lambda = \frac{l}{E_{mon} \cdot k \cdot b} \quad (3)$$

где l – длина стыка; E_{mon} – модуль упругости бетона стыка; k – линейный размер конечного элемента в модели; b – толщина панели.

Здесь учтено, что площадь, нормальная по отношению к прикладываемой силе будет равна произведению размера конечного элемента на толщину панели.

Сдвиговая жесткость по направлению в плоскости панелей с учетом геометрии шпонок. За основу конструирования формулы для расчета жесткости в плоскости панелей возьмем принцип, изложенный в «Пособии по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий к СНиП 2.08.01-85», когда жесткость всей системы рассматривается как совокупность жесткостей всех ее элементов.

Рассмотрим стык как совокупность параллельно и последовательно соединенных между собой элементов, для которых складываются либо жесткости, либо податливости – обратные им величины. Жесткости складываются в том случае, если элементы соединены параллельно, а податливости – если элементы соединены последовательно. Конструктивная и расчетная схема стыка представлена на рисунке 3.

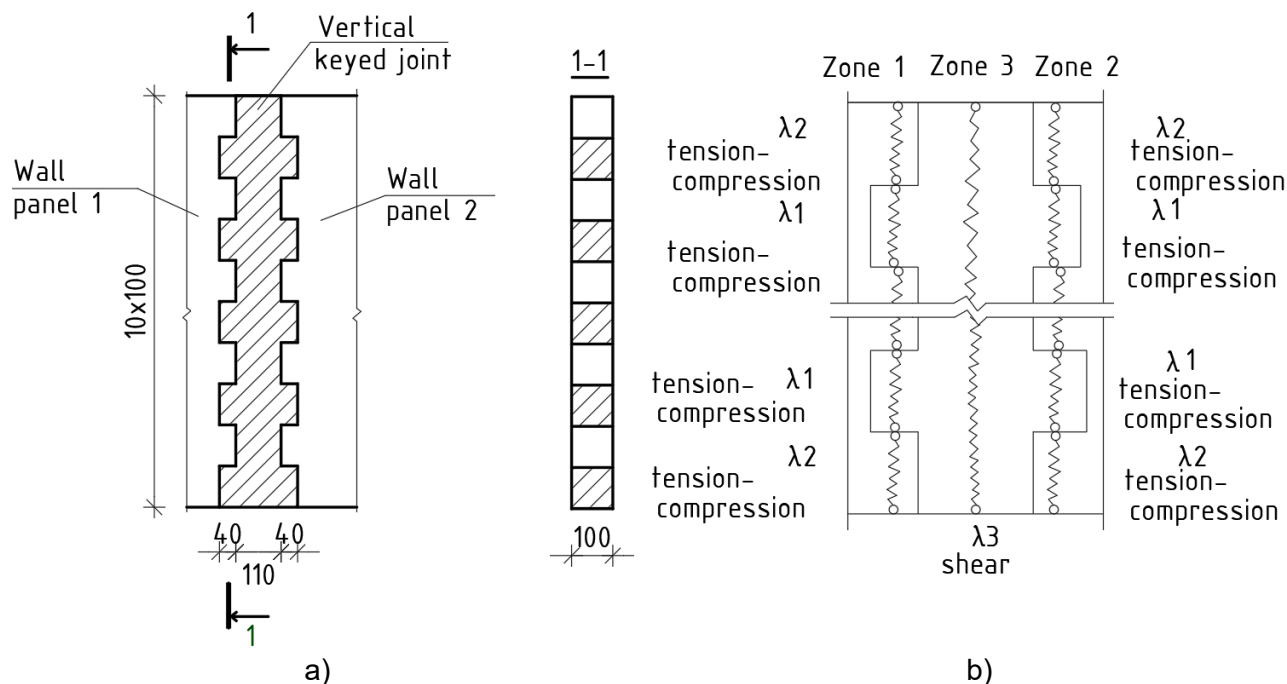


Fig. 3 – Constructive (a) and calculation (b) scheme of the vertical key joint.

При действии вертикальной единичной силы в плоскости панелей, шпонки и бетон стыка, находящиеся в зонах 1 и 2, будучи выполненными из материалов с разными механическими свойствами, обуславливающих их различное удлинение при действии одинаковой осевой силы, испытывают сопротивление при движении друг относительно друга, приводящее к напряженному состоянию растяжения-сжатия, соответственно, их податливости могут быть найдены по закону Гука. Податливость для шпонки найдем по формуле (4):

$$\lambda_1 = \frac{1 \cdot l_{shp}}{E_{mon} \cdot A_{shp}} \tag{4}$$

где l_{shp} – высота шпонки; E_{mon} – модуль упругости бетона замоноличивания стыка; A_{shp} – площадь поверхности шпонки, перпендикулярная сжимающей силе. Податливость для участка между шпонками найдем по формуле (5):

$$\lambda_2 = \frac{1 \cdot l_p}{E_p \cdot A_{shp}} \tag{5}$$

где l_p – межшпоночное расстояние; E_p – модуль упругости бетона панели; Опишем напряженно-деформированное состояние зоны 3 (см. рисунок 2b). Зона 3 испытывает сдвиг в результате действия единичных сил, приложенных как указано на рисунке 4.

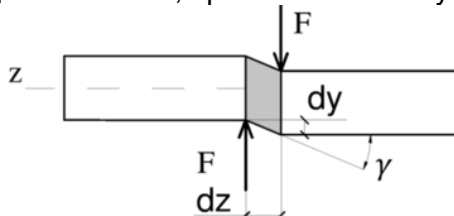


Fig. 4 – The scheme of the work of the material for shear

Податливость для зоны 3 (см. рисунок 3b) найдем по формуле (6):

$$\lambda_3 = \frac{1 \cdot l}{G_{mon} \cdot A_{sdv}} \tag{6}$$

где l – расстояние между панелями; G_{mon} – модуль сдвига (модуль упругости II рода) бетона замоноличивания стыка; A_{sdv} – площадь сдвига, равная площади поверхности, нормалью к которой

является отрезок, проведенный между соединяемыми стеновыми панелями, по одну сторону стыка. Площадь сдвига показана на рисунке 5.

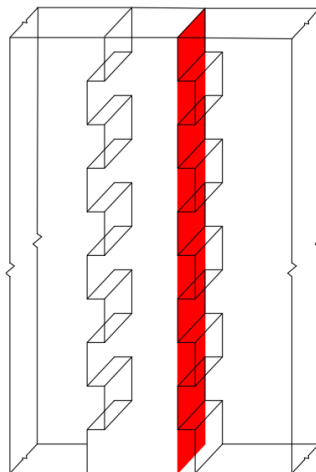


Fig. 5 – The area to be taken into account when calculating shear

. Сложим податливости элементов стыка по правилу, изложенному в «Пособии по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий к СНиП 2.08.01-85», согласно которому податливости складываются в том случае, если элементы соединены последовательно и складываются величины, обратные податливостям, в том случае, если податливости соединены параллельно.

В нашем случае жесткость стыка может быть представлена следующим образом (7):

$$k_{стыка} = \frac{1}{\lambda_{стыка}} = \frac{1}{\lambda_{зоны1}} + \frac{1}{\lambda_{зоны2}} + \frac{1}{\lambda_{зоны3}} = \frac{1}{5 \cdot \lambda_1 + 5 \cdot \lambda_2} + \frac{1}{\lambda_3} + \frac{1}{5 \cdot \lambda_1 + 5 \cdot \lambda_2} \quad (7)$$

Мы учли, что по высоте стыка у нас 5 одинаковых блоков с податливостями λ_1 и 5 одинаковых блоков с податливостями λ_2 . В пределах каждой зоны блоки соединены последовательно, соответственно, их податливости складываются, а зоны 1, 2 и 3 (см. рисунок 3b) соединены параллельно.

Теперь учтем, что высота шпонки равна межшпоночному расстоянию (8):

$$\lambda_{зоны1} = \lambda_{зоны3} = \frac{5l_{shp}}{E_{mon}A_{shp}} + \frac{5l_{shp}}{E_pA_{shp}} = \frac{5l_{shp}(E_{mon} + E_p)}{A_{shp}E_{mon}E_p} \quad (8)$$

Подставим (8) в (7):

$$k_{стыка} = \frac{1}{\lambda_{стыка}} = \frac{2A_{shp}E_{mon}E_p}{5l_{shp}(E_{mon} + E_p)} + \frac{G_{mon} \cdot A_{sdv}}{l} \quad (9)$$

Для произвольного количества шпонок по высоте панели:

$$k_{стыка} = \frac{2A_{shp}E_{mon}E_p}{n_{shp}l_{shp}(E_{mon} + E_p)} + \frac{G_{mon}A_{sdv}}{l} \quad (10)$$

где n_{shp} – количество шпонок по одну сторону панели.

Таким образом, получена формула, которая учитывает механику материала стыка. Данная формула получена нами для случая, когда толщина шпонок равна толщине панели, а сдвиговая компонента жесткости получена при допущении об одноосном напряженно-деформированном состоянии материала стыка.

Согласно [35] геометрия шпонок оказывает существенное влияние на жесткость вертикального шпоночного стыка только после момента трещинообразования, на этапе его нелинейной работы, более того, размеры шпонок, как правило, невелики.

Сдвиговая жесткость по направлению в плоскости панелей без учета геометрии шпонок. Рассмотрим плоское напряженно-деформированное состояние шпоночного стыка стеновых панелей, введя следующее допущение: заменим сложную форму шпоночного стыка простой прямоугольной и рассмотрим стык с точки зрения теории упругости как консольную пластину, жестко закрепленную с одной стороны и нагруженную единичной силой, равномерно распределенной по площади торца, с другой (рисунок 6).

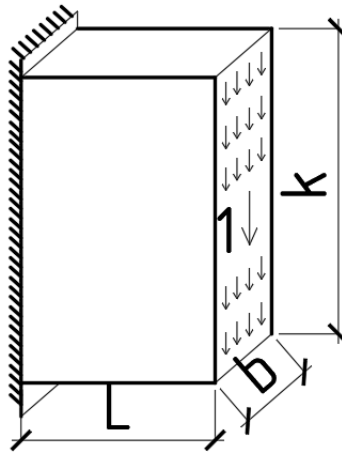


Fig. 6 – The calculation scheme of the joint. Flat stress-strain state. Determination of the in-plane stiffness

Решение данной тривиальной плоской задачи теории упругости в напряжениях изложено в учебной литературе. Исходя из условий на контуре отыскивается функция напряжений (функция Эри) и отыскиваются ее константы, затем определяются относительные деформации балки, используя закон Гука и геометрические соотношения Коши. Интегрируя соотношения для линейных деформаций по координате, можно получить перемещения.

Для единичной силы, приложенной на конце пластинки, перемещения составят:

$$\lambda = \frac{3l}{2G_{mon}bk} + \frac{4l^3}{E_{mon}bk^3} \quad (11)$$

Сдвиговая жесткость по направлению из плоскости панелей без учета геометрии шпонок. Все рассуждения, приведенные выше, можно применить для получения зависимости для расчета жесткости по направлению из плоскости панелей без учета геометрии шпонок, при условии, что единичная сила приложена в перпендикулярном направлении. Расчетная схема стыка для данного случая представлена на рисунке 7.

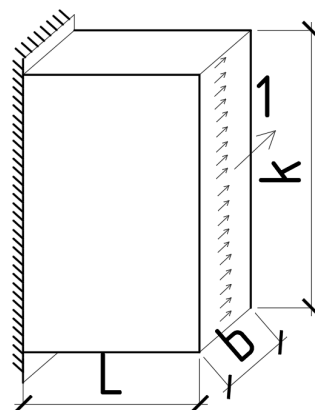


Fig. 7 – The calculation scheme of the joint. Flat stress-strain state. Determination of the out-of-plane stiffness

Формула для расчета жесткости по направлению из плоскости панелей (12) примет вид:

$$\lambda = \frac{3l}{2G_{mon}bk} + \frac{4l^3}{E_{mon}b^3k} \quad (12)$$

3 Results and Discussion

3.1 Results

Сравнение значений, полученных по вновь предложенной и применяемой в настоящее время методике. Сравним результаты расчета жесткостей по новой и применяемой в настоящее время в практике проектирования для стыка с перечисленными ниже параметрами. Формула (А.12) [40], применяемая для расчета жесткости в плоскости панелей в настоящее время, и выведенная в настоящем исследовании формула (10) предполагают расчет жесткости для одного погонного метра стыка. Для возможности сравнения результатов все жесткости пересчитаем на 1 двухузловой элемент конечноэлементной модели с линейным размером 0.05м и сведем в таблицу 1.

В расчете примем следующие значения величин:

- длина стыка $l=0.09\text{м}$;
- число петель на 1 метр по высоте стыка $n=2$;
- модуль упругости стали $E_s= 2.1 \cdot 10^8 \text{ кН/м}^2$;
- площадь арматурного стержня петли $A_s= 2.826 \cdot 10^{-5} \text{ м}^2$ при $d=6\text{мм}$;
- линейный размер конечного элемента (расстояние между двухузловыми упругими связями в расчетной модели) $k=0.05\text{м}$;
- модуль упругости бетона стыка $E_{mon}= 3.45 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$;
- площадь сечения бетона, сопротивляющаяся растяжению-сжатию $A_b= 6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$;
- модуль сдвига бетона стыка $G_{mon}= 1.4375 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$;
- толщина панели $b=0.12\text{м}$;
- условная высота шпонки, $l_{ysl}=250\text{мм}$;
- модуль упругости бетона панели $E_p= 2.875 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$;
- площадь шпонки, перпендикулярная действию единичной силы $A_{loc}=0.0011\text{м}^2$;
- количество шпонок на 1м панели $n_{shp}=2$.

Table 1. Results of the calculation of the vertical key joint stiffness with the existing and the introduced method

Жесткость	Существующая методика	Предложенная методика	Учет шпонок	Жесткость по применяемой формуле, кН/м	Жесткость по предложенной формуле, кН/м
Осевая	Формула (1) [12]	Формула (3)	нет	$1.32 \cdot 10^4$	$2.30 \cdot 10^6$
В плоскости	Формула (А12) [40]	Формула (10)	да		$4.05 \cdot 10^5$
		Формула (11)	нет	$7.67 \cdot 10^3$	$1.85 \cdot 10^5$
Из плоскости	0.5мм/мп (п. 5.4.8)[41]	Формула (12)	нет	$6.67 \cdot 10^5$	$6.30 \cdot 10^5$

Определение области применения методики. Для определения области применения предлагаемой методики в SCAD Office зададим 3 тестовые схемы со следующими параметрами: высота этажа – 3 м, шаг продольных и поперечных стен – 3 м, количество пролетов, как в продольном, так и в поперечном направлении – 3, количество этажей в схемах – 6, 12, 16. Особенностью данных схем является то, что панели соединяются между собой стержневыми конечными элементами – стержнями $\varnothing 10\text{мм}$, для которых можно получить продольные усилия N , данное усилие сравним с усилием трещинообразования, которое для данной схемы равнялось 83.7кН. Возможность определения усилий только по одному направлению – продольному, обусловлена тем, что усилия именно по этому направлению вносят наибольший вклад в напряженно-деформированное состояние конструкции.

Внешний вид тестовых схем и фрагмент тестовой схемы представлены на рисунках 8а и 8б. На рисунке 8б показана угловая стеновая панель и примыкающие к ней стержневые конечные элементы, моделирующие стыки.

К каждой из данных схем приложим собственный вес стен и удвоенный собственный вес перекрытий, ветровые нагрузки и сейсмическое воздействие. Сейсмическое воздействие 7, 8, 9 баллов зададим для схем 6, 12 этажей и 7 баллов для схемы 16 этажей в связи с тем, что согласно нормативным документам РФ запрещено строительство 16-этажных крупнопанельных зданий при расчетной сейсмичности площадки 8 и 9 баллов. Расчет выполним в линейной постановке. Значения продольных усилий в стержнях, моделирующих вертикальные стыки стеновых панелей, от каждого из вышеперечисленных загрузок сравним с усилием трещинообразования, которое найдем по формуле (13).

$$N_{crc} = R_{bt,ser} \cdot b \cdot k \quad (13)$$

где $R_{bt,ser}$ – сопротивление осевому растяжению для бетона В25 для предельных состояний второй группы.

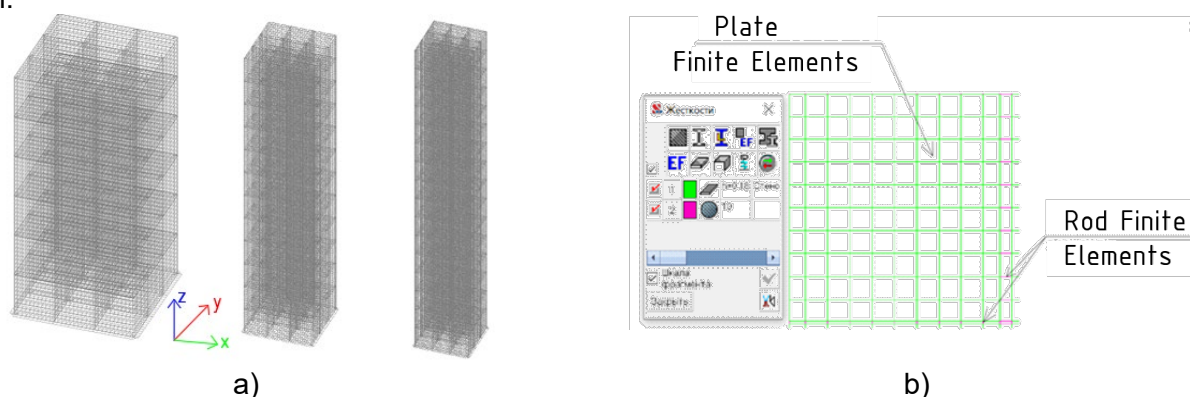


Fig. 8 – The overall view of the three test schemes (a), and a fragment of the scheme(b)

Результаты расчета, показывающие факт превышения усилия трещинообразования в вертикальных стыках стеновых панелей только в случае 9-ти балльного сейсмического воздействия в схеме из 12-ти этажей, представлены в таблице 2. Проведенное исследование показало, что предложенная методика расчета жесткостей стыков применима для всех ситуаций, за исключением зданий этажностью выше шести этажей при расчетной сейсмичности 9 баллов.

Table 2. Longitudinal forces in the joints for the 6,12,16 floor test schemes

№ п/п	Этажность	Нагрузка (воздействие)	Максимальные растягивающие усилия, кН	Усилие трещинообразования, кН	Факт превышения усилия трещинообразования
1	6	Собственный вес стен и удвоенный вес перекрытий	10.09	83.7	нет
		Ветровая	5.58		нет
		Сейсмическое 7 баллов	33.02		нет
		Сейсмическое 8 баллов	46.23		нет
		Сейсмическое 9 баллов	78.36		нет
2	12	Собственный вес стен и удвоенный вес перекрытий	15.91		нет
		Ветровая	11.64		нет
		Сейсмическое 7 баллов	56.1		нет

№ п/п	Этажность	Нагрузка (воздействие)	Максимальные растягивающие усилия, кН	Усилие трещинообразования, кН	Факт превышения усилия трещинообразования
		Сейсмическое 8 баллов	78.55		нет
		Сейсмическое 9 баллов	157.09		да
3	16	Собственный вес стен и удвоенный вес перекрытий	16.12		нет
		Ветровая	18.24		нет
		Сейсмическое 7 баллов	65.61		нет
		Сейсмическое 8 и 9 баллов	Не допускается нормами РФ [42]		

Влияние жесткостей вертикальных стыков на результаты расчета 5-этажного здания на 9-балльное сейсмическое воздействие. Проведем сравнение результатов расчета пятиэтажного крупнопанельного здания от 9-балльного сейсмического воздействия при применении жесткостей вертикальных стыков стеновых панелей по существующей и вновь предложенной методикам. Размеры здания в осях 40x14м, толщина стеновых панелей 0.16м, толщина перекрытий 0.16м, бетон панелей и перекрытий В25, бетон замоноличивания стыков В35. Длины стыков примем 0.09м. Стеновые панели замоделируем пластинами, вертикальные и горизонтальные стыки стеновых панелей – специальными конечными элементами двухузловых упругих связей КЭ-55, с шагом, равным шагу конечного элемента пластин, моделирующих панели – 0.5м. Внешний вид расчетной схемы здания представлен на рисунке 9. План типового этажа здания представлен на рисунке 10.

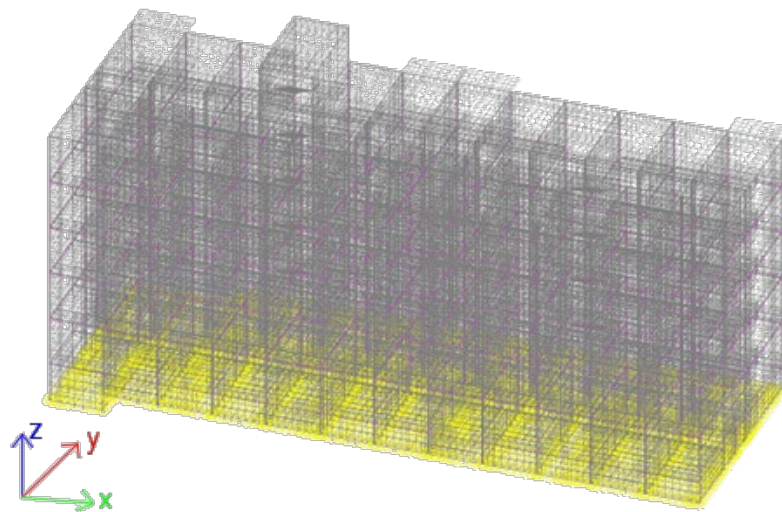


Fig. 9 – The overall view of the calculation scheme of the 5-storey large panel building

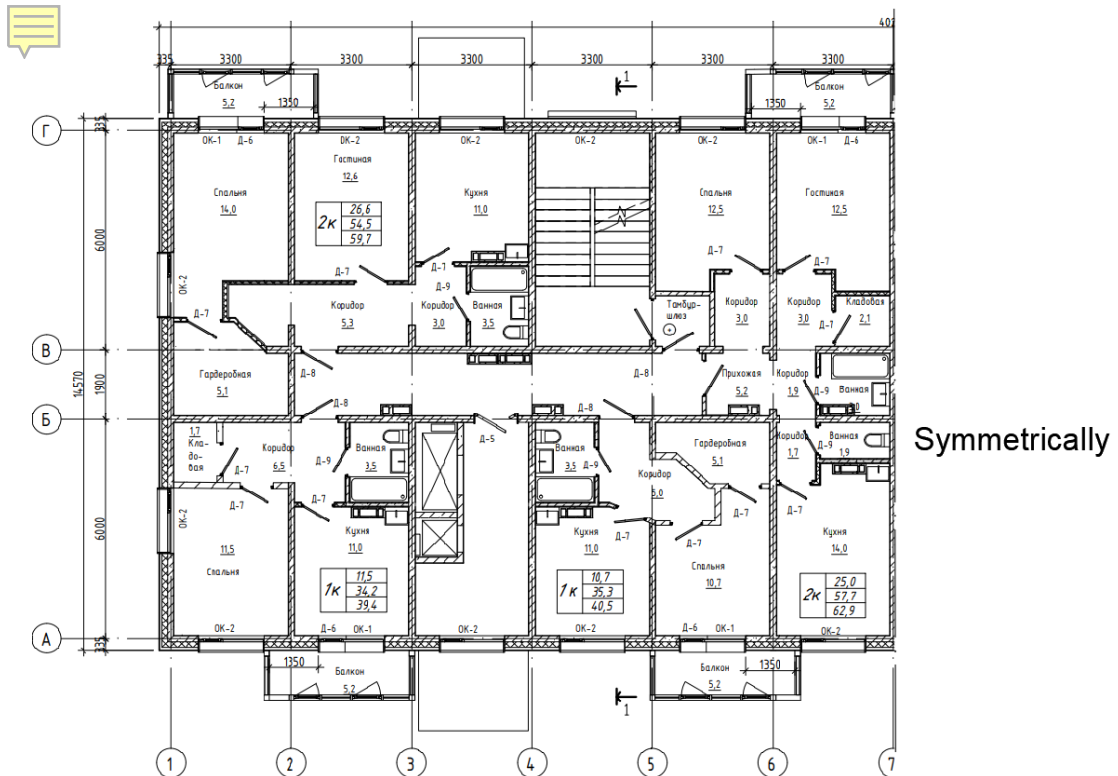


Fig.10 – Floor plan of the building

К схеме приложим регламентируемые нормами РФ статические нагрузки, которые преобразуем в массы для динамического сейсмического нагружения. Выполним серию расчетов, изменяя значения жесткостей двухузловых конечных элементов упругих связей, моделирующих вертикальные шпоночные стыки между панелями, в SCAD Office в линейной постановке. Значения жесткостей, введенные в расчетную схему в каждом случае, представлены в таблице 3.

Table 3. The stiffnesses of the joints in each calculation case

Варьируемый параметр Номер расчетной схемы	Продольная жесткость по существующей методике	Продольная жесткость по предложенной методике	Жесткость из плоскости панелей по существующей методике	Жесткость из плоскости панелей по предложенной методике без учета шпонок	Жесткость в плоскости панелей по существующей методике	Жесткость в плоскости панелей по предложенной методике без учета шпонок
1	$1.48 \cdot 10^5$	$3.07 \cdot 10^7$	-	-	-	-
2	-	-	$6.67 \cdot 10^5$	$6.30 \cdot 10^6$	-	-
3	-	-	-	-	$6.9 \cdot 10^4$	$8.22 \cdot 10^6$

Результаты сравнения максимальных значений компонент напряжений в элементе здания – наружной продольной стене по оси Г – представлены в таблицах 4-6. Из таблиц видно, что применение предложенной методики для вертикальных шпоночных стыков длиной 90мм при толщине несущего слоя панели 160мм и размере конечного элемента 0.3м приводит, для 5-ти этажного панельного здания, к уточнению значений напряжений при 9-ти балльном сейсмическом воздействии. Применение измененных значений продольной жесткости и жесткости из плоскости панелей приводит к снижению напряжений в среднем на 20%, жесткости в плоскости панелей – к увеличению значений напряжений для отдельных компонент на 25%, которое нельзя недооценивать.

Table 4. The maximum stresses in the external wall along the «Г» axis from 9-point seismic impact and the different values of longitudinal stiffnesses

№п/п	Компонент напряжения	Максимальное значение, МПа		Δ, %
		Продольная жесткость по существующей методике	Продольная жесткость по предложенной методике	
1	$\sigma_x \langle + \rangle$	12.31	10.67	-15.37
2	$\sigma_x \langle - \rangle$	-7.18	-6.5	-10.46
3	$\sigma_y \langle + \rangle$	4.48	3.62	-23.76
4	$\sigma_y \langle - \rangle$	-4.35	-3.42	-27.19
5	$\tau_{xy} \langle + \rangle$	10.5	9.1	-15.38
6	$\tau_{xy} \langle - \rangle$	-3.15	-2.69	-17.10

Table 5. The maximum stresses in the external wall along the «Г» axis from 9-point seismic impact and the different values of out of plane stiffnesses

№п/п	Компонент напряжения	Максимальное значение, МПа		Δ, %
		Жесткость из плоскости панелей по существующей методике	Жесткость из плоскости панелей по предложенной методике без учета шпонок	
1	$\sigma_x \langle + \rangle$	10.42	9.1	14.51
2	$\sigma_x \langle - \rangle$	-5.66	-5.14	10.12
3	$\sigma_y \langle + \rangle$	3.73	3.14	18.79
4	$\sigma_y \langle - \rangle$	-3.57	-2.9	23.10
5	$\tau_{xy} \langle + \rangle$	8.88	7.74	14.73
6	$\tau_{xy} \langle - \rangle$	-2.63	-2.28	15.35

Table 6. The maximum stresses in the external wall along the «Г» axis from 9-point seismic impact and the different values of in plane stiffnesses

№п/п	Компонент напряжения	Максимальное значение, МПа		Δ, %
		Жесткость в плоскости панелей по существующей методике	Жесткость в плоскости панелей по предложенной методике без учета шпонок	
1	$\sigma_x \langle + \rangle$	3.2	3.52	9.09
2	$\sigma_x \langle - \rangle$	-2.85	-2.95	-3.39
3	$\sigma_y \langle + \rangle$	3.64	3.46	-5.20
4	$\sigma_y \langle - \rangle$	-3,51	-3.41	-2.93
5	$\tau_{xy} \langle + \rangle$	2.46	2.58	4.65
6	$\tau_{xy} \langle - \rangle$	-1.8	-2.41	25.31

Определение степени влияния арматуры на результаты расчета. Для того, чтобы ответить на вопрос, стоит ли включать арматуру стыка в расчет, в SCAD Office замоделируем 3 аналогичные схемы с петлевой арматурой, с прямой арматурой и без арматуры и найдем перемещения в этих схемах от продольной нагрузки 100кН (рисунок 11). Высота схемы возьмем 240мм, что соответствует типовому шагу арматурных петель в вертикальных шпоночных стыках. Арматура замоделируем стальными стержнями диаметром 8мм. Проведем линейный расчет стыков. Результаты расчета представлены в таблице 7.

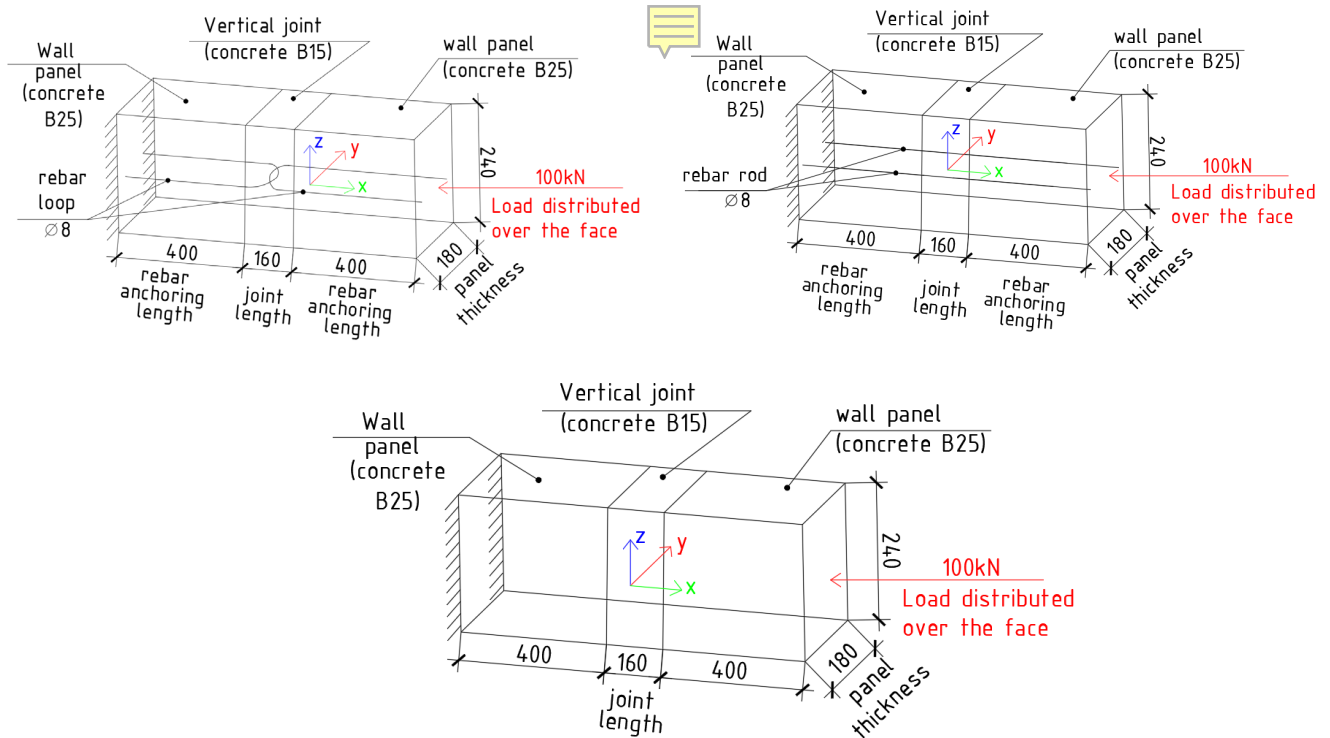


Fig. 11 – Calculation schemes for determining the necessity to include rebar into the calculation

Table 7. Displacements in the model and its stiffness in the schemes with loop, straight reinforcement and without reinforcement

№п/п	Схема	Перемещения, мм	Жесткость, Н/м $\cdot 10^6$	Δ , %
1	С петлевой арматурой	0.0775	1.290	0
2	С прямой арматурой	0.0770	1.299	0.7
3	Без арматуры	0.0775	1.290	0

Было получено, что перемещения и жесткости в каждой из схем практически не отличаются и поэтому арматуру включать в расчет при определении продольных жесткостей вертикальных шпоночных стыков стеновых панелей до момента трещинообразования не следует.

3.2 Discussion

Численное моделирование натурального эксперимента с заданием жесткостей стыков по существующей и вновь предложенной методике. Сравним результаты численного моделирования с заданием жесткостей двухузловых специальных конечных элементов упругих связей по существующей и вновь предложенной методике и натурального эксперимента, выполненного другими исследователями, информация о котором есть в открытых источниках. Схемы натурального эксперимента из [27], который проводился для двух видов стыков – прямого (LS) и Т-образного (TS), представлены на рисунках 12 и 13. В [27] описаны испытания 3 идентичных образцов типа LS: LS-1, LS-2, LS-3, - и 3 идентичных образцов типа TS: TS-1, TS-2 и TS-3. Нагрузка на образцы типа LS прикладывалась ступенчато с шагом 2т, что соответствовало приросту усилия в шве 1.2т. Испытания образцов типа TS проводилось с использованием гидравлического домкрата и насосной станции. Данные о перемещениях снимались в 4-х точках по длине стыка и усреднялись. Было установлено, что трещины в монолитном шве появлялись при усилии в нем от 72кН.

Данные натурные испытания замоделируем численно. Панели зададим пластинами, а стыки между ними – конечными элементами упругих двухузловых связей с заданием жесткостей по трем вариантами:

- по методике, регламентированной действующими строительными нормами РФ и зависимостям, применяемым в настоящее время в практике проектирования;
- с продольной жесткостью по формуле (3), со сдвиговой жесткостью в плоскости панелей, учитывающей геометрию шпонок по формуле (10), жесткостью из плоскости панелей по формуле (12);

-с продольной жесткостью по формуле (3), со сдвиговой жесткостью в плоскости и из плоскости панелей без учета геометрии шпонок по формулам (11, 12).

Расчетные схемы численного эксперимента для образцов типа LS и TS представлены на рисунках 14 и 15.

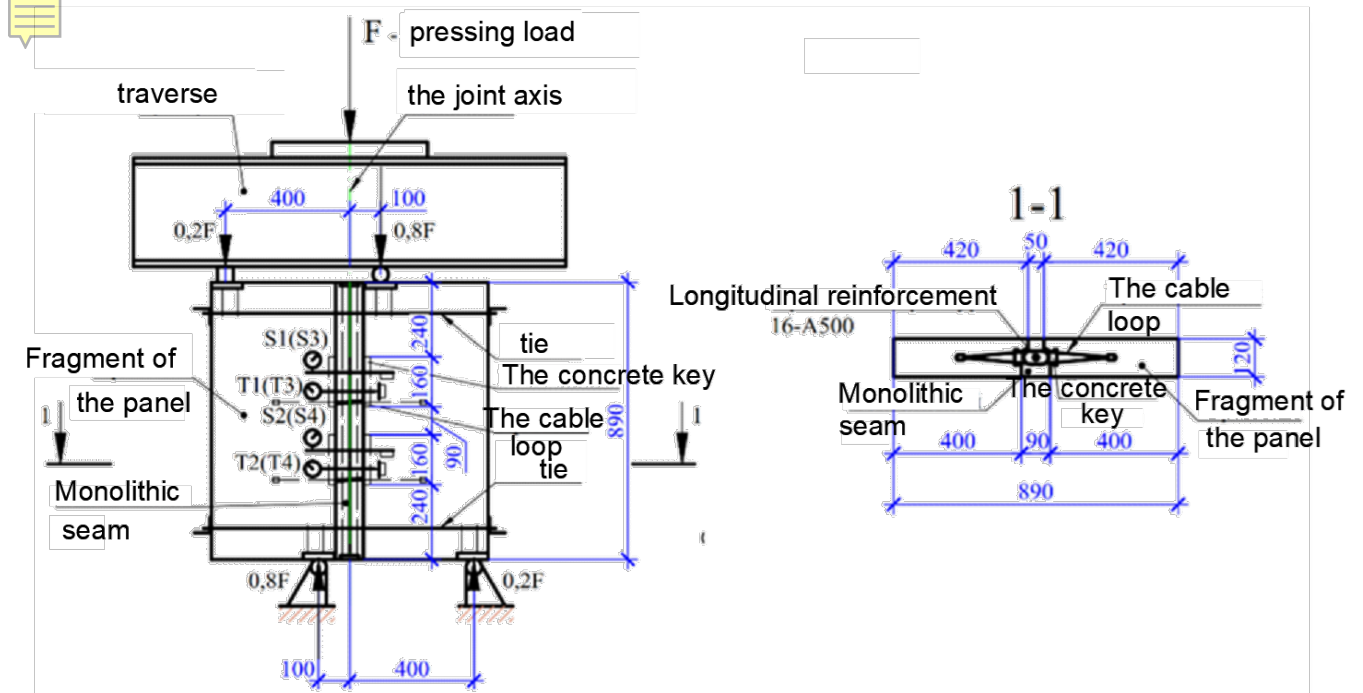


Fig. 12 – The test scheme of the LS type samples in the full scale experiment [27]

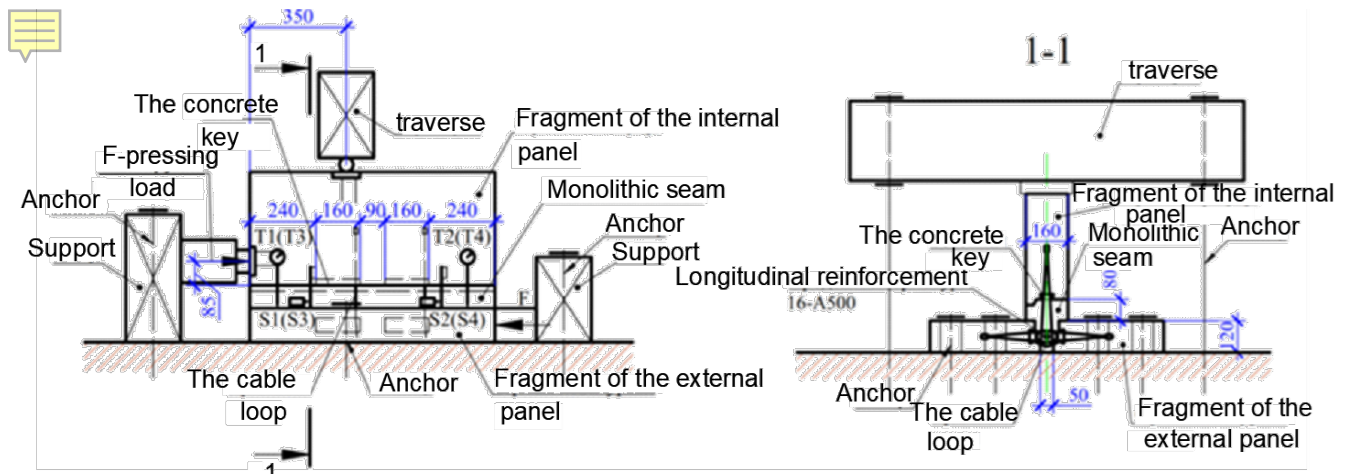


Fig. 13 – The test scheme of the TS type samples in the full scale experiment [27]

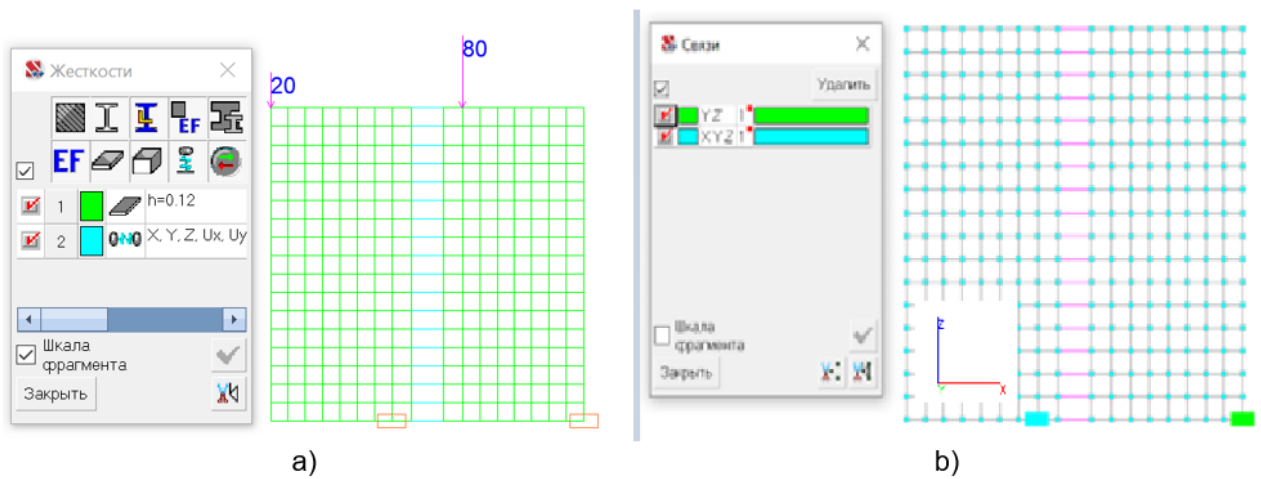


Fig. 14 – The test scheme of the LS type samples in the numerical experiment. The force in the joint is 60 кН. a) The rigidity of the elements. b) The boundary conditions

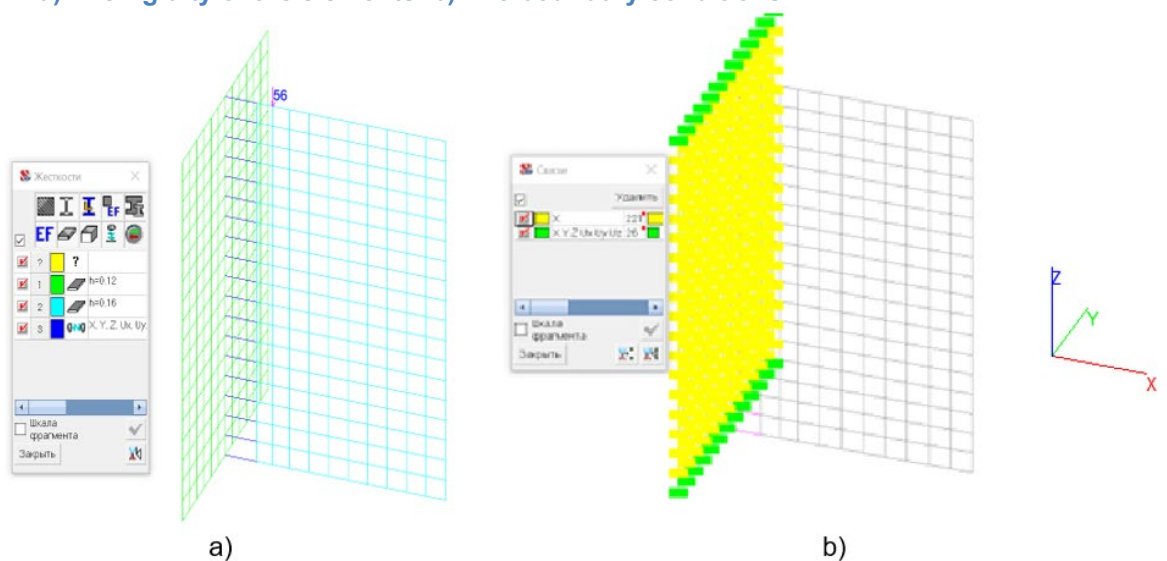


Fig. 15 – The test scheme of the TS type samples in the numerical experiment. The force in the joint is 56 кН. a) The rigidity of the elements. b) The boundary conditions

Рассчитаем данные схемы в SCAD Office методом конечных элементов в линейной постановке и сравним перемещения в численном и натурном эксперименте. Перемещения, полученные в численном эксперименте, так же как и в натурном, снимем с 4х равноудаленных точек по длине стыка и осредним.

В результате проведенного сравнения были получены следующие результаты, которые представлены в таблицах 8 и 9 и на графиках рис. 16 и 17. При использовании формулы, не учитывающей шпонки, получены хорошо согласующиеся с экспериментом результаты, не превышающие погрешность 5–7%.

Table 8. Results of the comparison between the full scale and numerical test of LS type samples

Усилие в стыке, кН	Перемещение в натурном эксперименте, мм · 10 ³	Перемещение в схеме с жесткостями, рассчитанными по существующим формулам, мм · 10 ³	Δ, %	Перемещение в схеме с жесткостями, рассчитанными по предложенным формулам без учета шпонок, мм · 10 ³	Δ, %	Перемещение в схеме с жесткостями, рассчитанными по предложенным формулам с учетом шпонок, мм · 10 ³	Δ, %

12	4	106	2550	4.2	5	2	-50
24	8	212	2550	8.4	5	4	-50
36	12	318	2550	12.6	5	6	-50
48	16	424	2550	16.8	5	8	-50
60	20	530	2550	21	5	10	-50

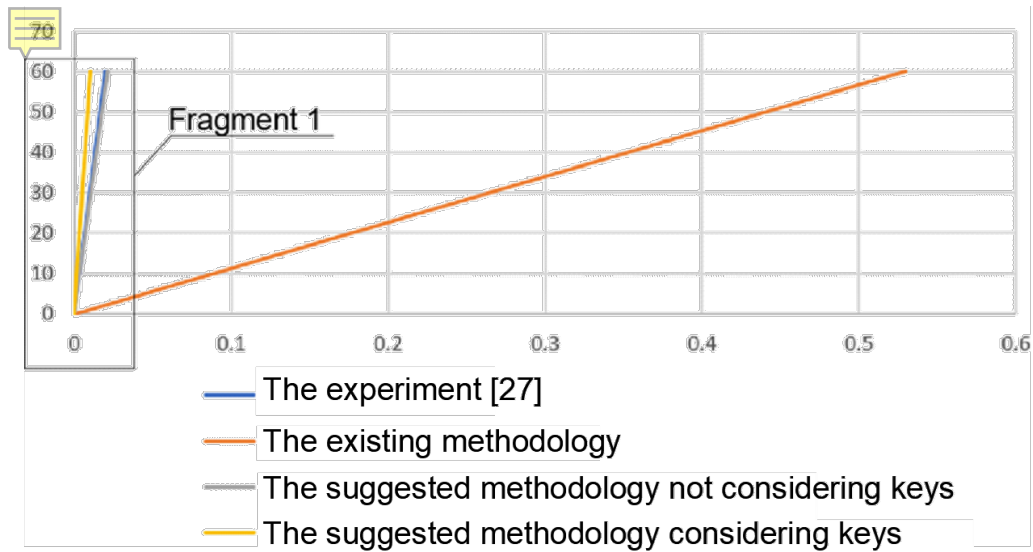


Fig. 16 – Diagram Displacements, mm – Force, kN for LS type samples

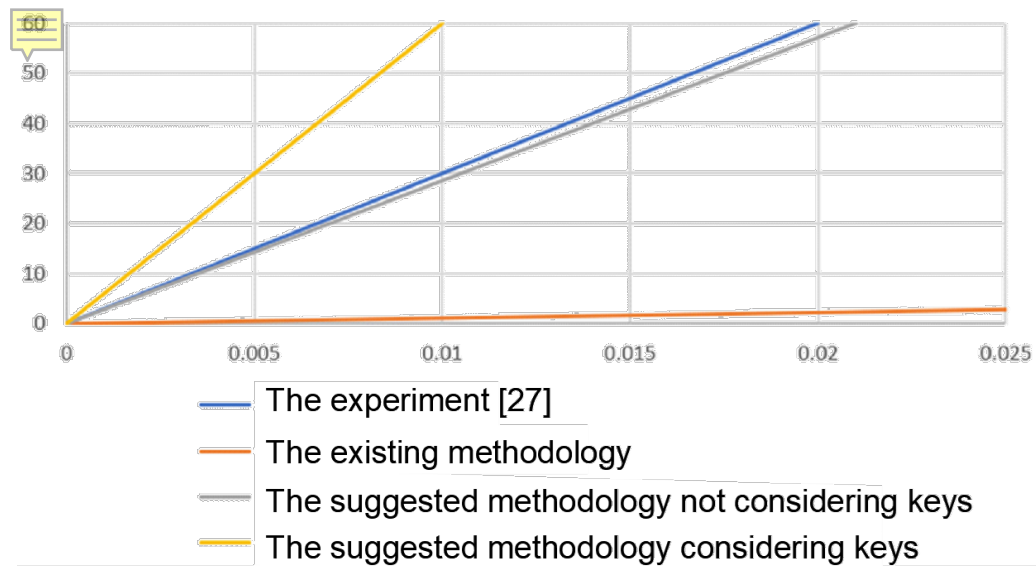


Fig. 17 – Fragment 1 of Fig. 16

Table 9. Results of the comparison between the full scale and numerical test of TS type samples

Усилие в стыке, кН	Перемещения в натурном эксперименте, мм · 10 ³	Перемещения в схеме с жесткостями, рассчитанными по существующим формулам, мм · 10 ³	Δ, %	Перемещения в схеме с жесткостями, рассчитанными по предложенным формулам без учета шпонок, мм · 10 ³	Δ, %	Перемещения в схеме с жесткостями, рассчитанными и по предложенным формулам с учетом шпонок, мм · 10 ³	Δ, %
7	2	48	2433	1.8	-7	1.1	-40
14	4	95	2433	3.5	-7	2.3	-40
21	6	143	2433	5.3	-7	3.4	-40
28	8	190	2433	7	-7	4.5	-40
35	9	238	2433	8.8	-7	5.6	-40
42	11	285	2433	10.5	-7	6.8	-40
49	13	333	2433	12.3	-7	7.9	-40
56	15	380	2433	14	-7	9.0	-40

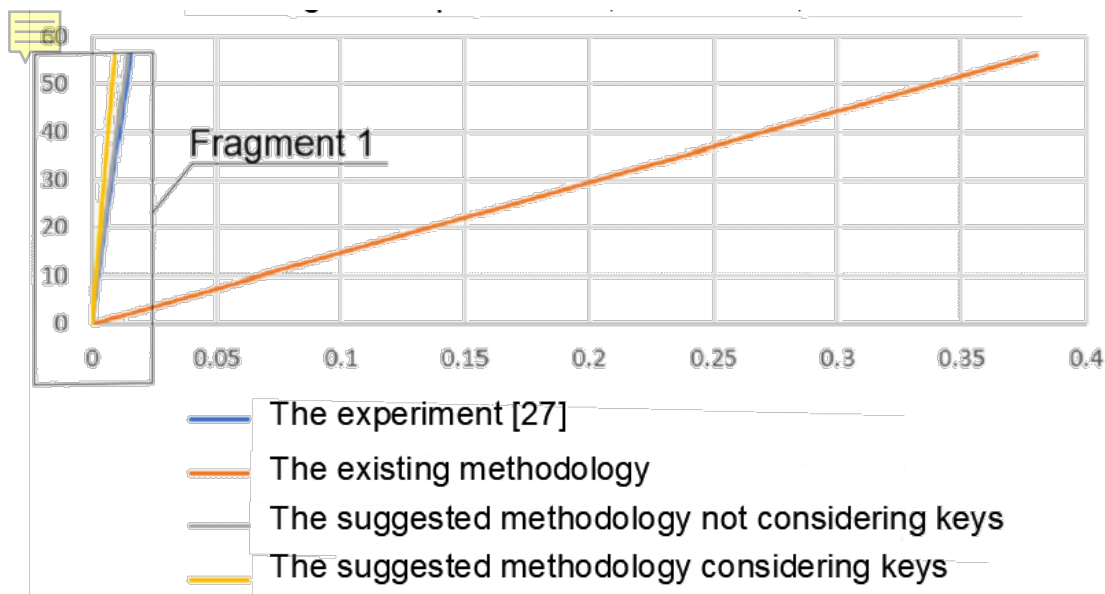


Fig. 18 – Diagram Displacements, mm – Force, kN for TS type samples

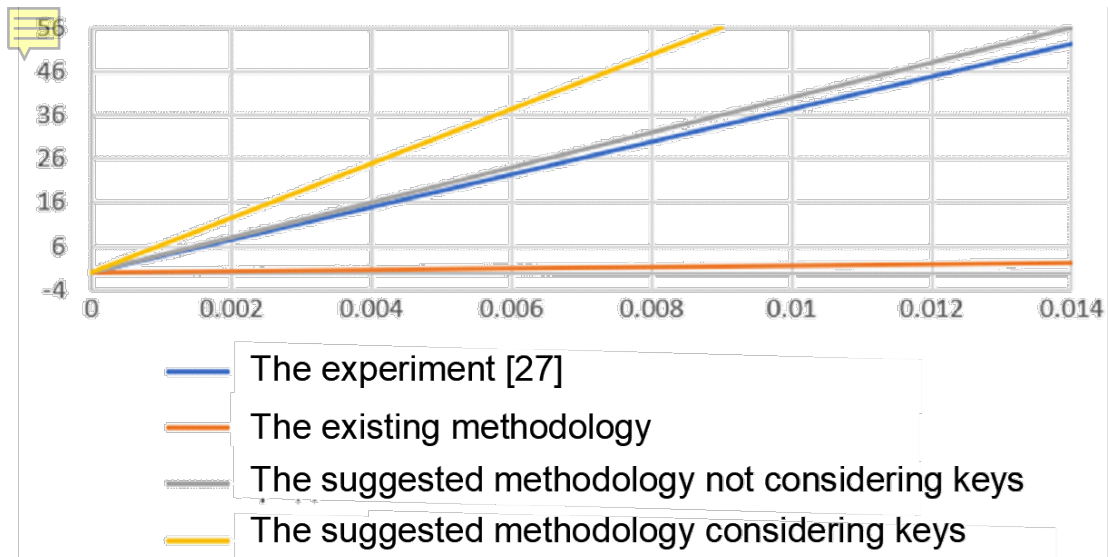


Fig. 19 – Fragment 1 of Fig. 18

4 Conclusions

В результате проведенного исследования достигнуты следующие результаты:

1. Предложена методика задания линейных жесткостей вертикальных стыков до момента трещинообразования: продольной и сдвиговых жесткостей в плоскости и из плоскости панелей. Для нахождения сдвиговой жесткости в плоскости панелей предложено две зависимости: с учетом и без учета геометрии шпонок; для нахождения жесткостей предложено учитывать размеры конечного элемента в расчетной модели, механические характеристики бетона и геометрические параметры стыка. Для нахождения продольной жесткости использован закон Гука, для нахождения сдвиговых жесткостей без учета геометрии шпонок – соотношения теории упругости для пластин.
2. Показано, что для вертикальных стыков шириной 80–90 мм при толщине стены 120–160 мм погрешность расчета методом конечных элементов с заданием жесткостей двухузловых конечных элементов, моделирующих вертикальные стыки, по предложенной методике без учета геометрии шпонок, не превышает 5–7%.
3. Показано, что при определении жесткостей до момента трещинообразования можно учитывать только свойства бетона стыка, рассматривать стык как монолитный и не учитывать геометрию шпонок и арматуру стыка.
4. Показано, что при определении жесткости стыка в плоскости панелей необходимо учитывать деформации сдвига в стыке. Слагаемое, отвечающее за сдвиг, дает более 90% суммарной жесткости.
5. Показано, что предложенная методика может быть применена для расчета на статические нагрузки и динамические воздействия для всех зданий, за исключением зданий выше шести этажей при расчетной сейсмичности 9 баллов. Применение предлагаемых уточненных значений **продольной** жесткости и жесткости **из плоскости** панелей для 5-этажного крупнопанельного здания с толщиной несущего слоя стеновых панелей 160 мм при длине стыка 90 мм при 9-балльном сейсмическом воздействии приводит к снижению напряжений в среднем на 20%. Применение предлагаемых значений жесткости **в плоскости** панелей для 5-этажного крупнопанельного здания с толщиной несущего слоя стеновых панелей 160 мм при длине стыка 90 мм при 9-балльном сейсмическом воздействии приводит к увеличению значений для отдельных компонент напряжений на 25%.

5 Fundings

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 23–29–00564, <https://rscf.ru/project/23-29-00564/>.



References

- 1 Voronov I.Yu. (2023) Energy Efficiency of Standard Series of Panel Houses. *Engineering Research*, **1(11)**, Pp. 20-30. <https://eng-res.ru/archive/2023/1/20-30.pdf>
- 2 Efimchenko M.I. (2022) Problems and Prospects of Modern Panel Housing Construction. *Engineering Research*, **4(9)**, 17-25. EDN: WTAXKL. <https://eng-res.ru/archive/2022/4/17-25.pdf>
- 3 Elliott K. (2019) Precast Concrete Structures, Crc Press, London. <https://doi.org/10.1201/9780080514628>
- 4 Rybakov, V. (2023) Condition Load Effect Factor of Profile Steel in Lightweight Steel Concrete Wall Panels. *Construction of Unique Buildings and Structures*, **3(106)**, 10602. <https://doi.org/10.4123/cubs.106.2>
- 5 Rybakov, V., Ananeva, I., Seliverstov, A. and Usanova, K. (2022) Thermal Properties of Lightweight Steel Concrete Wall Panels under Different Humidity Conditions. *Materials*, **15(9)**, 3193. <https://doi.org/10.3390/ma15093193>
- 6 Rybakov, V., Seliverstov, A. and Vakhidov, O. (2021) Fire Resistance of Lightweight Steel-Concrete Slab Panels under High-Temperature Exposure. *E3S Web of Conferences*, **264**, 02003. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126402003>
- 7 Hansen K., Kavyrchine M., Melhorn G. , Olesen S. , Pume D. and Schwing H. (2008) Design of Vertical Keyed Shear Joints in Large Panel Buildings. *Building Research and Practice*, **2(4)**, 202-215. <https://doi.org/10.1080/09613217408550318>
- 8 Blazhko V. (2017) About Determination of Ductility of Connections When Forming Calculation Models of Panel Buildings. *Large-panel Housing Construction*, **3**, 17-21. <https://cyberleninka.ru/article/n/ob-opredelenii-podatlivosti-svyazey-pri-formirovanii-raschetnyh-modeley-panelnyh-zdaniy/viewer>
- 9 Danel V. (2014) Rigidity joints concrete elements intersect rebar in tension and shear. *Building and Reconstruction*, **6(56)**, 25-29. <https://oreluniver.ru/public/file/archive/6-66.pdf>.
- 10 Danel V. (2012) Parameters of 3D Rods Modeling Joints in Finite Element Models. *Large-panel Housing Construction* , **5**, 22-27. <https://cyberleninka.ru/article/n/parametry-3d-sterzhney-modeliruyuschih-styki-v-konechnoelementnyh-modelyah/viewer>.
- 11 Miclăușoiu D.-A., Nedelcu M. and Blanksvärd T. (2023) Experimental and Numerical Analysis of Different Vertical Connections of Precast Shear Walls with Special Regard towards Deformability. *Structural Concrete*, **1(25)**, 85-110. <https://doi.org/10.1002/suco.202300429>
- 12 Rybakov V.A. and Tsvetkova A.A. (2023) Longitudinal wall panel vertical joint stiffness of multi-storey buildings. *Engineering Research*, **3(13)**, 19-32. <https://eng-res.ru/archive/2023/3/No13.pdf>.
- 13 Bhatt P. (1973) Influence of Vertical Joints on the Behaviour of Precast Shear Walls. *Building Science*, **3(8)**, 221-224. [https://doi.org/10.1016/0007-3628\(73\)90003-0](https://doi.org/10.1016/0007-3628(73)90003-0)
- 14 Derbentsev I., Karyakin A. and Volodin A. (2017) Stress Behaviour in Compression of Contact-Monolithic Joint of Self-Supporting Wall of Large Panel Multi-Storey Building. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, **262**, 012032. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/262/1/012032>
- 15 Malakhova A. and Davletbaeva A. (2019) The Consideration of Compliance of Structural Joints in Calculation of Large Panel Buildings. *E3S Web of Conferences*, **97**, 04010. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199704010>
- 16 Feng J., Fang S., Chen M., Fang Z. and Liang W. (2023) Effect of Joint Width on Shear Behaviour of Wet Joints Using Reactive Powder Concrete with Confining Stress. *Engineering Structures*, **293**, 116566. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116566>
- 17 Zou Y. and Xu D. (2022) Shear Behavior of Steel Keyed Joints in Precast Concrete Segmental Bridges under Direct Shear Loading. *Structural Concrete*, **23**, 2710–2731. <https://doi.org/10.1002/suco.202100422>
- 18 Mehrpay S., Matsumoto K., Zhu M., Wang Z. and Ueda T. (2023) Investigating the Fracture Behavior of Structural Concrete Shear Key in Prefabricated Walls by Discrete Modeling. *Construction and Building Materials*, **397**, 132272. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.132272>
- 19 Biswal A., Prasad A. M. and Sengupta A.K. (2019) Study of Shear Behavior of Grouted Vertical Joints between Precast Concrete Wall Panels under Direct Shear Loading. *Structural Concrete*, **20**, 564–582. <https://doi.org/10.1002/suco.201800064>
- 20 Herfelt M.A., Poulsen P.N., Hoang L.C. and Jensen J.F. (2016) Numerical Limit Analysis of Keyed

Rybakov V.A, Tsvetkova A.A

Stiffness of vertical keyed joints of large panel buildings before cracking;

2024; *Construction of Unique Buildings and Structures*; **112** Article No 11201. doi: 10.4123/CUBS.112.1



- Shear Joints in Concrete Structures. *Structural Concrete*, **17**, 481–490. <https://doi.org/10.1002/suco.201500161>
- 21 Joergensen H.B. and Hoang L.C. (2013) Tests and Limit Analysis of Loop Connections between Precast Concrete Elements Loaded in Tension. *Engineering Structures*, **52**, 558–569. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.015>
- 22 Jason L., Huerta A, Pijaudier-Cabot G. and Ghavamian S. (2006) An Elastic Plastic Damage Formulation for Concrete: Application to Elementary Tests and Comparison with an Isotropic Damage Model. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, **195**, 7077–7092. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2005.04.017>
- 23 Sorensen J., Hoang L. and Poulsen P.N. (2021) Keyed Shear Connections with Looped U-Bars Subjected to Normal and Shear Forces Part II – Rigid-Plastic Modeling of the Ultimate Capacity. *Structural Concrete*, **22**, 2407–2417. <https://doi.org/10.1002/suco.202000728>
- 24 Joergensen H.B., Hoang L.C. and Hagsten L.G. (2017) Strength of Precast Concrete Shear Joints Reinforced with High-Strength Wire Ropes. *Structures and Buildings*, **170**, 168–179. <https://doi.org/10.1680/jstbu.16.00096>
- 25 Karyakin A., Derbentsev I. and Tarasov M. (2017) Experimental and Numerical Research on Tensile Performance of Inter-Panel Fastener Joints of Large-Panel Buildings. *IOP Conf. Series. Materials Science and Engineering*, 012046. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/262/1/012228>
- 26 Sorensen J., Hoang Linh, Fischer G. and Olesen J.F. (2015) Construction-Friendly Ductile Shear Joints for Precast Concrete Panels. *Proceedings of the Second International Conference on Performance-Based and Life-Cycle Structural Engineering*, 640–649. <https://doi.org/10.14264/uql.2016.1181>
- 27 Derbentsev I., Tarasov M. and Karyakin A. (2021) Full-Scale Testing of Vertical Keyed Joints of Reinforced Concrete Wall Panels with Flexible Loop Connections in Shear. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*, **21**, 13-22. <https://cyberleninka.ru/article/n/naturnye-ispytaniya-vertikalnyh-shponochnyh-stykov-zhelezobonnyh-stenovyyh-paneley-s-petlevymi-gibkimi-svyazyami-na-sdvg>
- 28 Zhang Z., Wang F. and Chi B. (2020) Seismic Performance of Shear-Critical Prefabricated Reinforced Masonry Shear Walls with Innovative Vertical Joint Connections. *Engineering Structures*, **219**, 110958. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110958>
- 29 Yang J., Sun C., Xu X., Fang Y. and Sun B. (2023) Experimental Study on Seismic Behavior of New Precast Shear Wall System with Angle Steel Connectors. *Structures*, **52**, 30-41. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.03.166>
- 30 Fang Q., Sun J., Hongxing Qiu, Jiang H., B. Dal Lago and Biondini F. (2022) Experimental Evaluation on the Seismic Behavior of Precast Concrete Shear Walls with Slip-Friction Devices. *Journal of Building Engineering*, **52**, 104507. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104507>
- 31 Guo W., Zhai Z., Cui Y., Yu Z. and Wu X. (2019) Seismic Performance Assessment of Low-Rise Precast Wall Panel Structure with Bolt Connections. *Engineering Structures*, **181**, 562-578. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.060>
- 32 Pavese A. and Bournas D.A. (2011) Experimental Assessment of the Seismic Performance of a Prefabricated Concrete Structural Wall System. *Engineering Structures*, **33**, 2049–2062. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.043>
- 33 Zhang C., Li H., Gao W. and Li C. (2020) Experimental and Analytical Investigations on New Viscoelastic Damped Joints for Seismic Mitigation of Structures with Precast Shear Walls. *Structural Control Health Monitoring*, **27**, E2485. <https://doi.org/10.1002/stc.2485>
- 34 Li Y, Tong J, Yang Y, Sun B and Zhao W. (2022) Shear Performance of Vertical Joints with Different Lapping Splices for Precast Concrete Frame–Shear Wall Structures. *Structural Concrete*, **23(3)**, 1572–1592. <https://doi.org/10.1002/suco.202100817>
- 35 Cheng L., Gui Y., Cheng J. and Xing. M. Experimental and Numerical Investigation of the Shear Performance of an Innovative Keyway Joint for Prefabricated Concrete Wall Panels. *Buildings*, **13**, 2978. <https://doi.org/10.3390/buildings13122978>
- 36 Gorodetsky A., Vodopianov R. and Palienko O. (2017) Modeling and Calculating Large Panel Buildings in Lira-SAPR Software. *Large-panel Housing Construction*, 42-48.(in Russian). <https://rep.bstu.by/bitstream/handle/data/4357/227-233.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- 37 Gubchenko V. (2018) Working with the Tool «Connection» in Lira-SAPR Software. *Large-panel Housing Construction*, **3**, 30-35 (in Russian). <https://cyberleninka.ru/article/n/rabota-s-instrumentom-styk-pk-lira-sapr/viewer>



- 38 Derbentsev I. , Karyakin A. and Tarasov M. P.P. (2020) Investigation into the Stresses in the Vertical Key Joints of a Large-Panel Building during Construction. *The Bulletin of the South Ural University, Series «Building and Architecture»*, **1(20)**. <https://doi.org/10.14529/build200103>
- 39 Tsvetkova A.A. (2022) The joint stiffness of precast reinforced concrete wall panels to shear in their plane before cracking. *Engineering Research*, **4(9)**. <https://eng-res.ru/archive/2022/4/No9.pdf>
- 40 SP 335. 1325800.2017 «Large Panel Constructive Systems». <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/16704/>
- 41 (2012) STO 3655401-026-2012 Large Panel Houses with Weldless Horizontal and Vertical Cable Loop Joints and Hollow Slabs Calculation and Construction Recommendations. <https://docs.cntd.ru/document/1200122108>
- 42 SP 14.13330.2018 SNIP II-7-81* Construcion in Seismic Regions. <https://www.minstroyrf.gov.ru/docs/17067/>