

# Строительные конструкции, здания и сооружения

УДК 624.012.46.04

DOI: 10.14529/build210302

## НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШПОНОЧНЫХ СТЫКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ С ПЕТЛЕВЫМИ ГИБКИМИ СВЯЗЯМИ НА СДВИГ

*И.С. Дербенцев, М.В. Тарасов, А.А. Карякин*

*Южно-Уральский государственный университет, г. Челябинск, Россия*

Наиболее ответственными элементами крупнопанельных зданий являются вертикальные межпанельные стыки, которые обеспечивают совместную работу конструкций здания. Межпанельные стыки должны обладать необходимой прочностью и жесткостью, чтобы воспринимать сдвигающие и растягивающие усилия, передаваемые на них примыкающими стеновыми панелями. Помимо сварных связей в настоящее время также используются монолитные петлевые стыки, в том числе с использованием гибких тросовых петель. Особую роль в работе таких стыков на сдвиг играет бетонная смесь, которая используется для омоноличивания стыка. В данной работе представлено экспериментальное исследование работы на сдвиг вертикальных межпанельных шпоночных стыков с тросовыми петлями, омоноличенных мелкозернистым бетоном специального состава, разработанного ООО «БЕТОТЕК». Исследование проводилось с использованием натуральных образцов стыков двух типов: линейного – сопряжения двух наружных панелей, расположенных в одной плоскости, и Т-образного – сопряжения двух наружных панелей, расположенных в одной плоскости, с примыкающей в перпендикулярном направлении внутренней панелью. В ходе испытаний фиксировались взаимные перемещения элементов панелей и трещины в монолитном шве. Образцы нагружали статической нагрузкой ступенями вплоть до разрушения. В результате испытаний была выявлена двухэтапная работа стыка (до возникновения трещин в монолитном шве и после), были определены необходимые при расчете и проектировании зданий характеристики стыка: усилие образования трещин, несущая способность стыка, параметры жесткости стыка. Было выявлено существенное занижение значений усилия образования трещин и жесткости стыка до образования трещин, определяемых по формулам действующих нормативных документов, по сравнению со значениями, полученными в результате испытаний.

*Ключевые слова:* крупнопанельные здания, шпоночные стыки, монолитные стыки; жесткость стыков, прочность стыков, испытания на сдвиг, петлевые соединения.

### Введение

В настоящее время в связи со сравнительно низкой себестоимостью, высокой степенью индустриализации и относительно небольшим сроком возведения наиболее экономически эффективным является строительство крупнопанельных жилых зданий.

Совместная работа конструктивных элементов крупнопанельного здания обеспечивается межпанельными стыками различной конструкции. Помимо сварных связей в настоящее время распространены монолитные железобетонные шпоночные стыки, в которых усилия сдвига воспринимаются бетонными шпонками, а растягивающие усилия – стальными связями, служащими поперечным армированием стыка. Одним из индустриальных решений является применение в качестве поперечного армирования тросовых петель в стальных несъемных коробах, которые являются одновременно формообразователем для будущих

шпонок и местом хранения петель при изготовлении панели. При монтаже панелей петли выправляют из коробов, через петли смежных панелей продевают арматурный стержень на всю длину стыка, после чего производят омоноличивание. Схема описанного стыка представлена на рис. 1.

Как показывает практика проектирования и строительства, бетон омоноличивания стыка должен обладать повышенной прочностью на растяжение, трещиностойкостью, низкой усадкой и повышенной удобоукладываемостью. При производстве работ могут использоваться готовые сухие смеси, обладающие перечисленными свойствами. Данный способ позволяет лучше контролировать состав смеси, однако требует высокой квалификации бетонщиков и, соответственно, контроля качества производства работ. Для повышения индустриализации этого процесса требуется применение товарного бетона, доставляемого на стройплощадку малогабаритными бетоносмесителями.

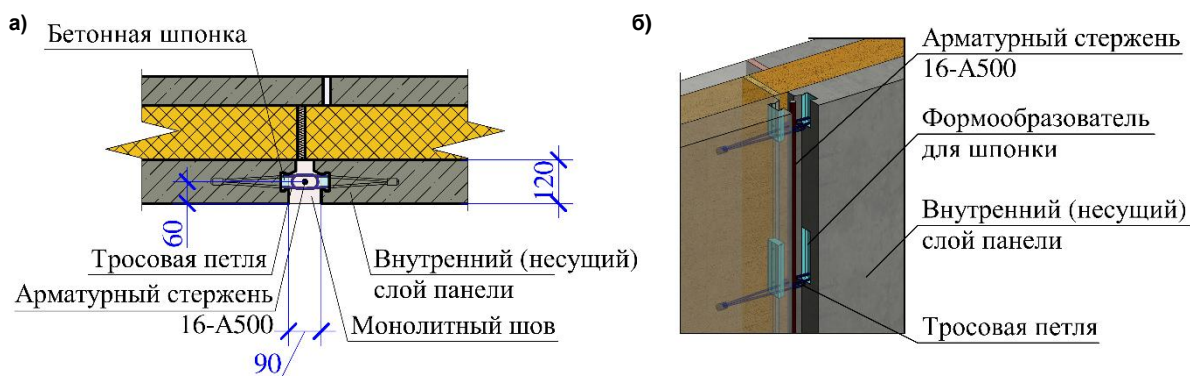


Рис. 1. Схема стыка в плане (а) и трехмерное изображение стыка до омоноличивания шва (б)

Настоящее исследование направлено на изучение работы вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями. Для омоноличивания стыков была применена вновь разработанная безусадочная бетонная смесь мелкозернистого бетона с применением специальных добавок (состав № 16\*), соотношение количества по массе воды затворения и вяжущего вещества в смеси 1:3,5, вяжущего и мелкого заполнителя – 1:2. По удобоукладываемости смесь относится к подвижным, марка П4. Проектный класс бетона по прочности на сжатие В35, при этом требуемая прочность достигается в условиях нормального твердения на третьи сутки. Бетонная смесь разработана и представлена для испытаний ООО «БЕТОТЕК».

Исследования, направленные на изучение работы шпоночных стыков сборных элементов в целом и стеновых панелей в частности, были нацелены на определение их несущей способности и податливости или жесткости, так как именно эти параметры являются основными при расчете и проектировании крупнопанельных зданий [1]. Все исследователи выделяют две стадии работы стыков: до и после трещинообразования. В процессе исследований изучались такие параметры, прямо влияющие на характеристики монолитного стыка, как прочность раствора, интенсивность поперечной арматуры, ширина шва, шаг шпонок, их число и др., в том числе проводились исследования различных типов стыков: линейные (смежные элементы находятся в одной плоскости), Т- и Г-образные (смежные элементы находятся во взаимно перпендикулярных плоскостях [1–12]).

Существуют также различные методы теоретической оценки несущей способности вертикальных межпанельных стыков [13]. В.И. Лишак, F. Vljuger, K. Hansen и др. [12, 14, 15] произвели обобщение и сопоставление экспериментальных данных различных исследований и предложили формулы для оценки несущей способности и податливости шпоночных стыков, которые в том числе нашли свое отражение в действующих нор-

мативных документах [16]. В настоящее время широкое распространение также получила теория пластичного разрушения, Н.В. Jorgensen [7, 8] и О.А. Довженко [17, 18] предлагают ее для оценки несущей способности шпоночных стыков.

### Методика исследования

Исследование стыка производилось в лабораторных условиях с использованием натуральных образцов.

Испытания проводились для двух типов стыков:

1) линейный шпоночный стык (тип LS) сопряжения наружных панелей, расположенных в одной плоскости (рис. 2);

2) Т-образный шпоночный стык сопряжения двух наружных панелей, расположенных в одной плоскости, с примыкающей в перпендикулярном направлении внутренней панелью (рис. 3).

Для испытаний образцов стыка типа LS были разработаны фрагменты внутреннего несущего слоя наружных трехслойных стеновых панелей размерами  $120 \times 420 \times 890$  мм, каждый элемент на торце по высоте шва содержал по две тросовые петли PVL 80 (Peikko) для поперечного армирования стыка. Межпанельный стык выполнялся шириной 90 мм, между тросовыми петлями перед бетонированием устанавливался стержень диаметром 16 мм класса А500 для продольного армирования стыка. Для анкеровки по концам продольного стержня приваривались стальные пластины  $12 \times 60 \times 60$  мм.

Испытания образцов типа LS проводились в вертикальном положении с использованием прессы ИПС-200. Сжимающая нагрузка с прессы передавалась на стальную балку, которая перераспределяла ее на образец через две несимметрично расположенные относительно оси стыка опоры. За счет обратносимметричного расположения нижних опор образца по отношению к местам передачи нагрузки в стыке возникали сдвигающие усилия, равные 60 % от нагрузки, передаваемой прессом, ось прессы при этом совпадала с осью шва в соответствии с рекомендациями [12].

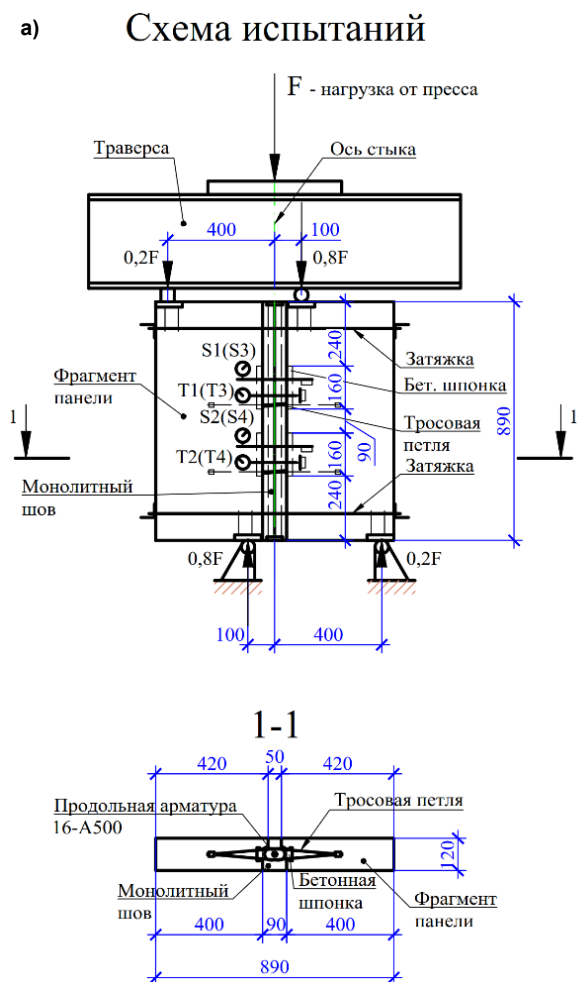


Рис. 2. Схема испытаний образцов типа LS (а), образец LS-1 перед испытанием (б)

Для предотвращения поворота сборных элементов относительно оси стыка их соединение выполнялось с использованием стальных тяжей круглого поперечного сечения. Тяжи также имитировали стесненность перемещений панелей в горизонтальном направлении при работе в составе здания за счет примыкающих к ним элементов (смежных панелей и плит).

Схема испытаний образцов типа LS и общий вид образца перед испытанием представлены на рис. 2.

Нагрузка на образцы типа LS прикладывалась ступенями величиной 2 т, что соответствовало приросту сдвигающего усилия в шве 1,2 т. Были произведены испытания трех образцов типа LS (LS-1, LS-2, LS-3).

Для испытания образцов стыка типа TS использовались аналогичные стыкам типа LS фрагменты наружных стеновых панелей и фрагмент внутренней стеновой панели размерами 160 × 420 × 890 мм. Каждый элемент также содержал по высоте шва по две тросовые петли: фрагменты наружных панелей PVL80 (Peikko), фрагмент внутренней панели PVL200 (Peikko). Ширина монолитного шва между фрагментами наружных стеновых панелей принима-

лась равной 90 мм, между внутренней поверхностью элементов наружных и торцом элемента внутренней стеновых панелей – 80 мм. Стык тросовых петель осуществлялся в центре стыка элементов наружных стен, там же устанавливался продольный стержень аналогично образцам типа LS.

Испытания образцов типа TS проводились в горизонтальном положении с использованием ручного гидравлического домкрата и насосной станции. Сдвигающая нагрузка прикладывалась к фрагменту внутренней стеновой панели вблизи монолитного шва, фрагменты наружных стеновых панелей для предотвращения вертикальных и горизонтальных смещений фиксировались к основанию металлическими анкерами через выполненные при производстве образцов отверстия. Для предотвращения отрыва фрагмента внутренней панели от наружных ее положение по вертикали фиксировалось с использованием цилиндрического катка и металлической траверсы, которая также крепилась анкерами к основанию.

Схема испытания образцов типа TS и общий вид образца перед испытанием представлены на рис. 3.

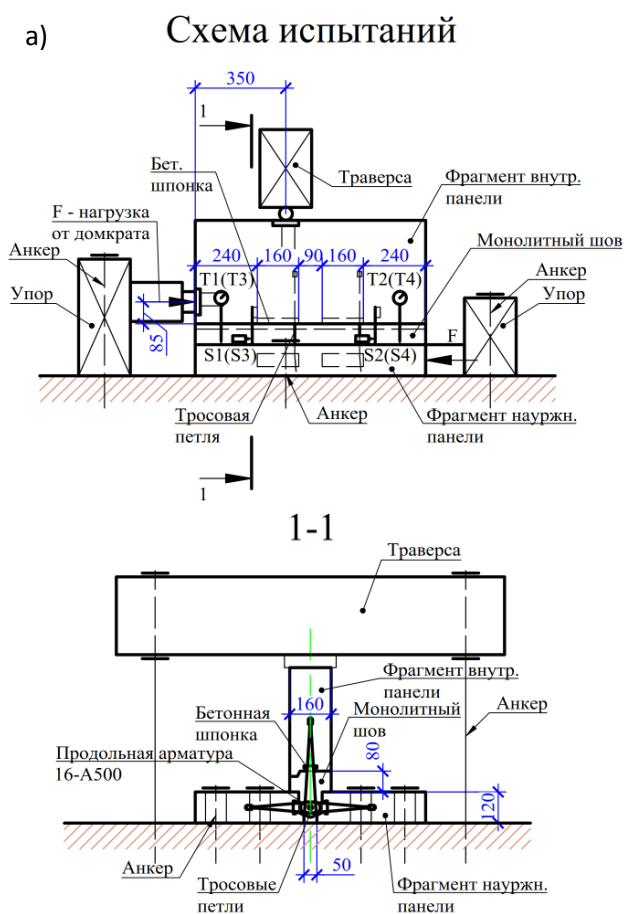


Рис. 3. Схема испытаний образцов типа TS (а), образец TS-1 перед испытанием (б)

Нагрузка на образцы типа TS прикладывалась ступенями величиной 0,79 т. Были произведены испытания трех образцов типа TS (TS-1, TS-2, TS-3).

Проектный класс бетона на сжатие сборных элементов – В22,5, бетона омоноличивания стыка – В35. Перед испытаниями определялась фактическая прочность бетона фрагментов стеновых панелей и стыка разрушающим методом по образцам-кубам с длиной ребра 100 мм.

Перед проведением испытаний производился визуальный осмотр образцов, начальные (усадочные) трещины на поверхности образцов обнаружены не были.

При проведении испытаний на каждом этапе также производился визуальный осмотр образца, фиксировались вертикальные (сдвиговые) и горизонтальные (отрыва – сжатия) перемещения фрагментов панелей друг относительно друга с использованием индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм (на первых этапах при незначительных деформациях) и 0,01 мм (на последующих этапах). Для фиксации деформаций стальных тяжей в образцах типа LS на них также устанавливались индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм. Ширина раскрытия трещин в натурных образцах определялась с использованием микроскопа МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм.

Испытания всех образцов проводились статической нагрузкой вплоть до их разрушения.

### Результаты исследования и их анализ

В результате проведенных исследований образцов на сдвиг была выявлена двухэтапная работа стыка, что совпадает и с результатами других исследований [1–12]. На первом этапе стык обладает значительной жесткостью и сдвиговые перемещения либо практически отсутствуют, либо возрастают, но с очень небольшой скоростью (в основном средний прирост деформаций сдвига составлял не более 0,1 мм за одну ступень нагрузки). На втором этапе, после появления трещин в монолитном шве, жесткость стыка значительно снижалась, фиксировалось увеличение скорости нарастания деформаций взаимного сдвига элементов (прирост средних деформаций сдвига на отдельных этапах нагружения достигал 1 мм за одну ступень нагрузки).

Трещины в монолитном шве возникали при сдвигающем усилии от 72 до 120 кН в образцах типа LS и от 71,4 до 87,1 кН в образцах типа TS. Во всех образцах первые трещины возникали по контакту бетона сборного элемента панели и монолитного шва, в дальнейшем во всех образцах типа LS и в образцах TS-1, TS-2 также происходило развитие наклонных к оси стыка трещин. Трещины

по контакту сборного и монолитного бетонов, как правило, возникали мгновенно, ширина раскрытия этих трещин в разных образцах изменялась от 0,1 до 2,4 мм, наклонные трещины в монолитном шве возникали постепенно, располагались по высоте шва в разных местах, зафиксированная ширина раскрытия наклонных трещин не превышала 2 мм.

После возникновения трещин в работу стыка на сдвиг включались тросовые петли, второй этап работы образцов характеризовался постепенным ростом ширины раскрытия трещин вплоть до полной потери несущей способности стыка. Разрушение происходило при сдвигающем усилии в монолитном шве от 141,6 до 144,0 кН в образцах типа LS и от 95,1 до 135,2 кН в образцах типа TS. Разрушение образцов носило пластический характер. Общий вид образцов после испытаний представлен на рис. 4 и 5.

Горизонтальные взаимные смещения образцов (перемещения отрыва–сжатия) на первых этапах нагружения практически не фиксировались. После возникновения трещин по контакту сборного и монолитного бетона происходил рост средних перемещений отрыва, обусловленный ростом ширины раскрытия трещин в монолитном шве. Максималь-

ные средние (по четырем индикаторам) зафиксированные перемещения отрыва не превышали 1 мм.

Стальные тязи на образцах типа LS в соответствии с показаниями установленных на них приборов в работу стыка не включались.

По результатам испытаний были построены графики зависимости сдвигающего усилия в монолитном шве и средних (по четырем индикаторам) взаимных сдвиговых смещений элементов панелей. Графики для образцов типа LS приведены на рис. 6, для образцов типа TS – на рис. 7.

По представленным графикам также можно проследить двухэтапную работу стыка на сдвиг. Для каждого образца отдельно по двум этапам строились прямые линии регрессии, по угловым коэффициентам которых определялись коэффициенты жесткости стыка до и после образования трещин в бетоне шва.

Фактический класс по прочности на сжатие бетона монолитного шва соответствовал проектному классу В35, класс бетона сборных элементов превысил проектный В22,5 и составил В25 как для образцов типа LS, так и для образцов типа TS. Класс бетона определялся по среднему значению прочности бетона кубов с учетом масштабного

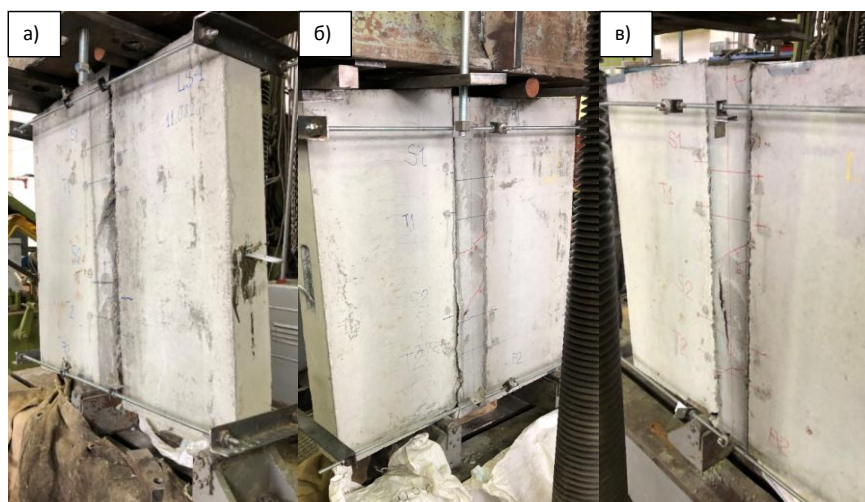


Рис. 4. Образцы типа LS после испытаний (а – LS-1, б – LS-2, в – LS-3)

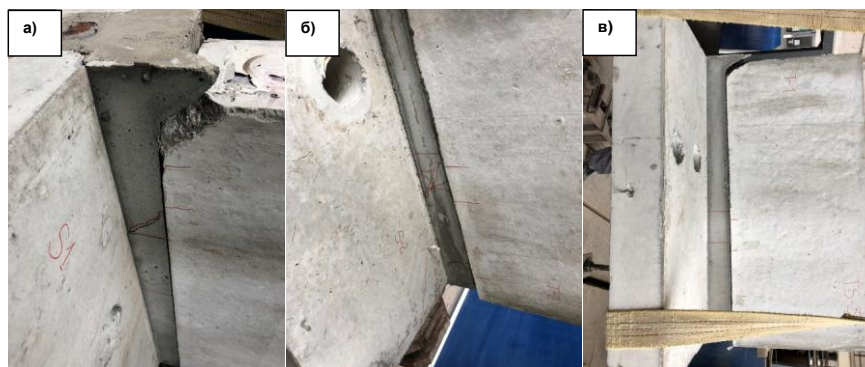


Рис. 5. Образцы типа TS после испытаний (а – TS-1, б – TS-2, в – TS-3)

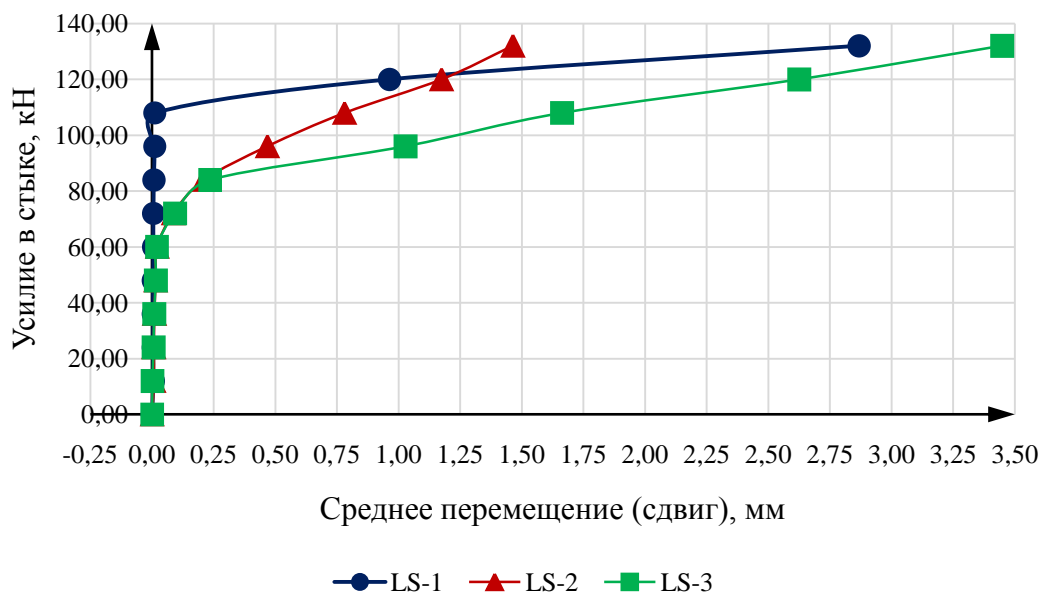


Рис. 6. График абсолютных деформаций сдвига сборных элементов образцов типа LS друг относительно друга

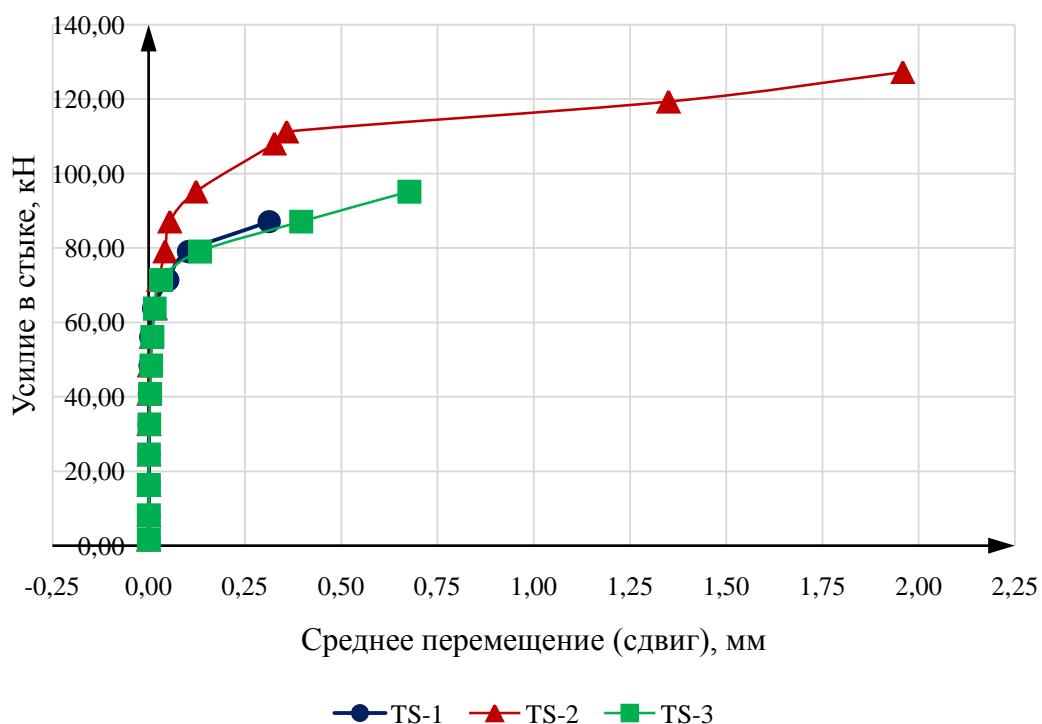


Рис. 7. График абсолютных деформаций сдвига сборных элементов образцов типа TS друг относительно друга

коэффициента [19] при коэффициенте вариации  $v = 13,5\%$  [20].

Результаты испытаний приведены в табл. 1.

В табл. 1 приведены значения усилий образования трещин в бетоне монолитного шва, несущая способность и жесткость стыков с двумя шпонками. Осредненные характеристики стыка в пределах одной шпонки представлены в табл. 2.

Так как в настоящее время при проектировании в основном производится линейный расчет крупнопанельных зданий [1], наибольший интерес

представляют значения усилия образования трещин (которое условно принимают за предельное усилие) и жесткость стыка до образования трещин.

Для оценки полученных результатов характеристики стыка могут быть определены по формулам в соответствии с действующими нормами [16].

Усилие образования трещин в железобетонных шпоночных соединениях, приходящееся на одну шпонку, в соответствии с п. В.5 [16] принимается равным расчетной несущей способности бетонной шпонки  $V_{k,b}$ , которая в соответствии с п. В.4 [16]

Таблица 1

Результаты испытаний образцов стыка на сдвиг

Образец	Фактич. кубиковая прочность бетона панели, R, МПа	Фактич. кубиковая прочность бетона стыка, R, МПа	Усилие образования трещин, кН	Несущая способность стыка, кН	Жесткость, кН/мм	
					1 стадия	2 стадия
LS-1	33,9	45,1	120,0	141,6	4487	6,3
LS-2			84,0	144,0	3091	37,2
LS-3			72,0	144,0	2876	16,6
TS-1	34,9	44,8	71,4	95,1	2716	69,2
TS-2			87,1	135,2	1806	87,6
TS-3			79,0	99,6	2490	64,6

Таблица 2

Параметры прочности и жесткости стыков в пределах одной шпонки при сдвиге

Схема стыка	Фактич. кубиковая прочность бетона панели, R, МПа	Фактич. кубиковая прочность бетона стыка, R, МПа	Усилие образования трещин, кН	Несущая способность стыка, кН	Жесткость, кН/мм	
					1 стадия	2 стадия
Линейный (LS)	33,9	45,1	46,0	71,6	1742	10,0
Т-образный (TS)	34,9	44,8	39,6	55,0	1169	36,9

принимается равной меньшему из значений усилий, соответствующих ее разрушению, от среза  $V_{sh,b}$ , смятия  $V_{c,b}$  и образования наклонных трещин  $V_{crc,b}$ . Для стыка типа LS расчетные усилия образования трещин на одну шпонку составят (при расчетных сопротивлениях бетона на растяжение и сжатие в соответствии с СП [21], равных для бетона В35  $R_{bt} = 1,3$  МПа и  $R_b = 19,5$  МПа): при срезе по формуле (B.9) СП [16]  $V_{sh,b} = 12,32$  кН; при смятии по формуле (B.10) СП [16]  $V_{c,b} = 14,35$  кН; при образовании наклонных трещин по формуле (B.11) СП [16]  $V_{crc,b} = 27,3$  кН.

Наименьшее значение рассчитанных усилий соответствует образованию трещин от среза шпонки, что и было выявлено по результатам испытаний. При этом расчетное усилие образования трещин составляет  $V_{k,b} = V_{sh,b} = 12,35$  кН, что значительно меньше экспериментальных значений (46,0 и 39,6 кН для стыков типа LS и TS соответственно). Используя терминологию стандарта на испытания железобетонных конструкций [22], можно говорить о том, что коэффициент безопасности по усилию образования трещин в стыке составляет  $C = 3,72$  для линейного (LS) и  $C = 3,21$  для Т-образного (TS) стыка, в то же время в самом стандарте данное значение не превышает 1,9.

Если в формулах для определения усилия образования трещин вместо расчетного сопротивления бетона на растяжение использовать прочность бетона на растяжение, определенную через фактическую среднюю кубиковую прочность бетона шва (по эмпирической формуле  $R_{bt} = 0,233\sqrt{R^2}$  [20]), что больше подходит для сравнения с экспериментальными данными, то усилие образования

трещин составит 27,98 и 27,86 кН для стыков типа LS и TS соответственно. Но и в этом случае разница между экспериментальными и теоретическими значениями составляет около 40 %, из чего можно сделать вывод, что при использовании формул, представленных в СП [16], происходит значительное занижение усилия образования трещин в рассматриваемых шпоночных стыках.

Жесткость стыка до образования трещин в соответствии с п. А.5 СП [16] определяется коэффициентом податливости при взаимном сдвиге сборного элемента и бетона замоноличивания по формуле (A.12) СП [16], который при полученных характеристиках бетона сборных элементов и монолитного шва составляет  $\lambda_{t,b} = 1,558 \cdot 10^{-5}$  мм/Н. Для стыка типа LS с учетом двух поверхностей взаимного сдвига элементов у каждой пары шпонок коэффициент жесткости в пределах одной шпонки составит  $K_{t,b} = 29,53$  кН/мм, что более чем в пятьдесят раз меньше, чем значение, полученное при испытаниях (1742 кН/мм). Можно предположить, что такое расхождение связано со значительными силами адгезии, возникающими между бетоном сборных элементов и монолитного шва, которые не учитываются при определении податливости стыка в СП.

#### Заключение

В результате экспериментального исследования шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями на сдвиг был выявлен характер разрушения и параметры стыков, необходимые для расчета и проектирования крупнопанельных зданий.

Разрушение всех стыков происходило от среза шпонки, носило пластический характер, несущая способность стыка превосходит усилие образования трещин в среднем на 60 % для стыков типа LS и 35 % для стыков типа TS.

Значение усилия образования трещин и жесткость стыка до образования трещин значительно превышают теоретические значения, определяемые в соответствии с требованиями нормативных документов.

Дальнейшие исследования могут быть направлены на уточнение методики определения характеристик прочности и деформативности шпоночных стыков, в том числе на влияние сил сцепления монолитного и сборного бетонов в стыке на величину его жесткости.

### Благодарности

Авторы статьи выражают благодарность заведующему учебной лабораторией Н.Ф. Брюхову и инженеру Р.Г. Сафину кафедры «Строительные конструкции и сооружения» за помощь в проведении испытаний, ООО «БЕТОТЕК» – за помощь в разработке натурных образцов.

### Литература

1. Дербенцев, И.С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных многоэтажных зданий: дис. ... канд. техн. наук / И.С. Дербенцев. – Челябинск: ЮУрГУ, 2014. – 158 с.
2. Abdul-Wahab, H.M.S. An experimental investigation of vertical castellated joints between large concrete panels / H.M.S. Abdul-Wahab // *Struct. Eng. B.* – 1986. – V. 64, № 4. – P. 93–99.
3. Ahilan, R. Experimental investigation of vertical connections in precast wall panel under shear load / R. Ahilan, S. Anandhi, V. Govindharajan // *Int. J. Sci. Technol. Eng.* – 2016. – V. 2, № 12. – P. 217–222.
4. Biswal, A. Study of shear behavior of grouted vertical joints between precast concrete wall panels under direct shear loading / A. Biswal, A.M. Prasad, A.K. Sengupta // *Struct. Concr.* – 2019. – V. 20, № 2. – P. 564–582.
5. Cholewicki, A. Loadbearing capacity and deformability of vertical joints in structural walls of large panel buildings / A. Cholewicki // *Build. Sci. J.* – 1971. – V. 6, № 4. – P. 163–184.
6. Jørgensen, H.B. Load carrying capacity of keyed joints reinforced with high strength wire rope loops / H.B. Jørgensen, L.C. Hoang // *Proceedings of fib Symposium.* – Copenhagen, 2015.
7. Jørgensen, H.B. Load carrying capacity of shear wall t-connections reinforced with high strength wire ropes / H.B. Jørgensen, T. Bryndom, M. Larsen, L.C. Hoang // *Performance-based approaches for concrete structures: Proceedings of fib Symposium.* – Cape Town, 2016.
8. Jørgensen, H.B. *Strength of loop connections between precast concrete elements: Part 1: U-bar connections loaded in combined tension and bending; Part 2: Wire loop connections loaded in shear.* PhD thesis / H.B. Jørgensen. – Odense: Syddansk Universitet. Det Tekniske Fakultet, 2014. – 406 p.
9. Rossley, N. Behaviour of vertical loop bar connection in precast wall subjected to shear load / N. Rossley, F.N.A.A. Aziz, H.C. Chew, N. Farzadnia // *Aust. J. Basic Appl. Sci.* – 2014. – V. 8, № 1. – P. 370–380.
10. Sørensen, J.H. Construction friendly ductile shear joints for precast concrete panels / J.H. Sørensen, L.C. Hoang, G. Fisher, G.F. Olsen // *Proceedings of the Second International Conference on Performance-based and Life-cycle Structural Engineering.* – Brisbane, 2015.
11. Sørensen, J.H. Test and analysis of a new ductile shear connection design for RC shear walls / J.H. Sørensen, L.C. Hoang, G.F. Olsen, G. Fisher // *Struct. Concr.* – 2017. – V. 18, № 1. – P. 189–204.
12. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций: Опыт СССР и ЧССР / Е. Горачек, В.И. Лишак, Д. Пуме и др.; под ред. В.И. Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.
13. Дербенцев, И.С. Методы определения несущей способности монолитных шпоночных соединений сборных элементов / И.С. Дербенцев // *Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура».* – 2012. – Вып. 15. – № 38. – С. 63–65.
14. Bljucer, F. Determination of deformability characteristics of vertical shear joints in precast buildings / F. Bljucer // *Build. Environ.* – 1976. – V. 11, № 4. – P. 277–282.
15. Design of vertical keyed shear joints in large panel buildings / K. Hansen, M. Kavyrchine, G. Melhorn et al. // *Build Res Pract.* – 1974. – V. 2, № 4. – P. 202–215.
16. СП 335.1325800.2017. Свод правил. Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования. – М.: Минстрой России, 2017. – 82 с.
17. Довженко, О.О. Методика розрахунку шпоночних з'єднань залізобетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погребний, Ю.В. Чурса // *Теорія і практика будівництва.* – 2013. – № 755. – С. 111–117.
18. Довженко, О.А. Прочность одношпоночных стыков, разрушающихся по шву / О.А. Довженко, В.В. Погребной, И.А. Юрко, Ю.В. Чурса // *Universum: технические науки: электрон. научн. журн.* – 2015. – № 7 (19). – <https://univsum.com/ru/tech/archive/item/2416>.
19. ГОСТ 10180-2012. Межгосударственный стандарт. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М.: Стандартинформ, 2018. – 31 с.
20. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
21. СП 63.13330.2018. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные поло-



жения. СНиП 52-01-2003. – М.: Минстрой России, 2018. – 143 с.

22. ГОСТ 8829-2018. Межгосударственный стандарт. Изделия строительные железобетон-

ные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – М.: Стандартиформ, 2019. – 16 с.

**Дербенцев Илья Сергеевич**, кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные конструкции и сооружения», Южно-Уральский государственный университет (Челябинск), [derbentcevis@susu.ru](mailto:derbentcevis@susu.ru).

**Тарасов Максимилиан Владимирович**, ассистент кафедры «Строительные конструкции и сооружения», Южно-Уральский государственный университет (Челябинск), [tar-mv@bk.ru](mailto:tar-mv@bk.ru).

**Карякин Анатолий Андреевич**, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедры «Строительные конструкции и сооружения», Южно-Уральский государственный университет (Челябинск), [kariakinaa@susu.ru](mailto:kariakinaa@susu.ru).

Поступила в редакцию 31 мая 2021 г.

DOI: 10.14529/build210302

## FULL-SCALE TESTING OF VERTICAL KEYED JOINTS OF REINFORCED CONCRETE WALL PANELS WITH FLEXIBLE LOOP CONNECTIONS IN SHEAR

*I.S. Derbentsev, [derbentcevis@susu.ru](mailto:derbentcevis@susu.ru)*

*M.V. Tarasov, [tar-mv@bk.ru](mailto:tar-mv@bk.ru)*

*A.A. Karyakin, [kariakinaa@susu.ru](mailto:kariakinaa@susu.ru)*

*South Ural State University, Chelyabinsk, Russian Federation*

The most significant elements of large-panel buildings are vertical interpanel joints, which ensure joint operation of building structures. The interpanel joints should be of necessary strength and stiffness to take up shear and tensile forces transmitted to them by the adjacent wall panels. In addition to welding joints, monolithic looped joints are also currently used, including those with flexible wire-rope loops. A special role in the work of such shear joints is played by the concrete mixture, which is used for joint grouting. This paper presents an experimental study of the work on the shift of vertical interpanel keyed joints with wire-rope loops, monolithic with fine-grained concrete of a special composition, developed by ООО "BETOTEK". The research study has been conducted using full-scale samples of joints of two types: linear – conjugation of two external panels located in the same plane, and T-shaped – conjugation of two external panels located in the same plane, with an adjacent internal panel in the perpendicular direction. During the course of the tests, the mutual displacements of the panel elements and cracks in the monolithic seam have been detected. The samples have been loaded with a static load in steps up to their destruction. As a result of the tests, a two-stage operation of the joint (before and after cracks appearing in a monolithic seam) has been determined; and the characteristics of the joint necessary for the calculation and design of buildings, such as crack formation force, joint bearing capacity and joint stiffness parameters have been specified. A significant underestimation of the values of the force of cracking and the stiffness of the joint before cracking, determined by the formulas of the current regulatory documents, in comparison with the values obtained as a result of the tests, has been revealed.

*Keywords: large-panel buildings, keyed joints, monolithic joints, joint stiffness, joint strength, shear tests, loop connections.*

### References

1. Derbentsev I.S. *Nesushchaya sposobnost' i deformativnost' shponochnykh soyedineniy s petlevymi gibkimi svyazyami v stykakh krupnopanel'nykh mnogoetazhnykh zdaniy. Dis. kand. tekhn. nauk* [Load Bearing Capacity and Deformation of Keyed Connections with Loop Flexible Connections in Joints of Large-panel Multi-Storey Buildings. Cand. sci. diss.]. Chelyabinsk, South Ural St. Univ. Publ., 2014. 158 p.
2. Abdul-Wahab H.M.S. [An Experimental Investigation of Vertical Castellated Joints Between Large Concrete Panels]. *Struct. Eng. B.*, 1986, vol. 64, no. 4, pp. 93–99.
3. Ahilan R., Anandhi S., Govindharajan V. [Experimental Investigation of Vertical Connections in Precast Wall Panel under Shear Load]. *Int. J. Sci. Technol. Eng.*, 2016, vol. 2, no. 12, pp. 217–222.

4. Biswal A., Prasad A.M., Sengupta A.K. [Study of Shear Behavior of Grouted Vertical Joints between Precast Concrete Wall Panels under Direct Shear Loading]. *Struct. Concr.*, 2019, vol. 20, no. 2, pp. 564–582.
5. Cholewicki A. [Loadbearing Capacity and Deformability of Vertical Joints in Structural Walls of Large Panel Buildings]. *Build. Sci. J.*, 1971, vol. 6, no. 4, pp. 163–184.
6. Jørgensen H.B., Hoang L.C. [Load Carrying Capacity of Keyed Joints Reinforced with High Strength Wire Rope Loops]. [Proceedings of Fib Symposium]. Copenhagen, 2015.
7. Jørgensen H.B., Bryndom T., Larsen M., Hoang L.C. [Load Carrying Capacity of Shear Wall T-Connections Reinforced with High Strength Wire Ropes]. [Performance-Based Approaches for Concrete Structures: Proceedings of Fib Symposium]. Cape Town, 2016.
8. Jørgensen H.B. [Strength of Loop Connections between Precast Concrete Elements: Part 1: U-Bar Connections Loaded in Combined Tension and Bending. Part 2: Wire Loop Connections Loaded in Shear. PhD Thesis]. Odense, Syddansk Universitet. Det Tekniske Fakultet Publ., 2014. 406 p.
9. Rossley N., Aziz F.N.A.A., Chew H.C., Farzadnia N. [Behaviour of Vertical Loop Bar Connection in Precast Wall Subjected to Shear Load]. *Aust. J. Basic Appl. Sci.*, 2014, vol. 8, no. 1, pp. 370–380.
10. Sørensen J.H., Hoang L.C., Fisher G., Olsen G.F. [Construction Friendly Ductile Shear Joints for Precast Concrete Panels]. *Proceedings of the Second International Conference on Performance-Based and Life-Cycle Structural Engineering*. Brisbane, 2015.
11. Sørensen J.H., Hoang L.C., Olsen G.F., Fisher G. [Test and Analysis of a New Ductile Shear Connection Design for RC Shear Walls]. *Struct. Concr.*, 2017, vol. 18, no. 1, pp. 189–204.
12. Gorachek E., Lishak V.I. (Ed.), Pume D. *Prochnost' i zhestkost' stykovykh soyedineniy panel'nykh konstruktсий: Opyt SSSR i ChSSR* [Strength and Rigidity of Joints of Panel Structures: Experience of the USSR and Czechoslovakia]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1980. 192 p.
13. Derbentsev I.S. [Methods for Determining the Load Bearing Capacity of Monolithic Keyed Joints of Prefabrication Elements]. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*, 2012, iss. 15, no. 38, pp. 63–65. (in Russ.)
14. Bljuger F. [Determination of Deformability Characteristics of Vertical Shear Joints in Precast Buildings]. *Build. Environ.*, 1976, vol. 11, no. 4, pp. 277–282.
15. Hansen K., Kavyrchine M., Melhorn G. [Design of vertical keyed shear joints in large panel buildings]. *Build Res Pract.*, 1974, vol. 2, no. 4, pp. 202–215.
16. SP 335.1325800.2017. *Svod pravil. Krupnopanel'nyye konstruktivnyye sistemy. Pravila proyektirovaniya* [Set of Rules 335.1325800.2017. Design Code. Large-Panel Construction System. Design Rules]. Moscow, Minstroy Rossii Publ., 2017. 82 p.
17. Dovzhenko O.O., Pogribniy V.V., Chursa Yu.V. [Method of Calculation of Key Joints of Reinforced Concrete Elements]. *Teoriya i praktika budivnitstva* [Theory and Practice of Construction], 2013, no. 755, pp. 111–117. (in Russ.)
18. Dovzhenko O.A., Pogrebnoy V.V., Yurko I.A., Chursa Yu.V. [Strength of One Keyed Joints Are Destroyed Along the Seam]. *Universum: tekhnicheskkiye nauki: elektron. nauchn. zhurn* [Universum: Engineering Sciences: Electron. Sci. J.], 2015, no. 7 (19). Available at: <https://7universum.com/ru/tech/archive/item/2416>.
19. GOST 10180-2012. *Mezhhgosudarstvennyy standart. Betonny. Metody opredeleniya prochnosti po kontrol'nyy obraztsam* [State Standard 10180-2012. Interstate Standard. Concretes. Methods for Strength Determination Using Reference Specimens]. Moscow, Standartinform Publ., 2018. 31 p.
20. Baykov V.N., Sigalov E.E. *Zhelezobetonnyye konstruktсий: Obshchiy kurs: uchebnyy dlya vuzov* [Reinforced Concrete Structures: General Course: Textbook for Universities]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1991. 767 p.
21. SP 63.13330.2018. *Svod pravil. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktсий. Osnovnyye polozheniya. SNiP 52-01-2003* [Set of Rules 63.13330.2018. Design Code. Concrete and Reinforced Concrete Structures. General Provisions. SNiP 52-01-2003]. Moscow, Minstroy Rossii Publ., 2018. 143 p.
22. GOST 8829-2018. *Mezhhgosudarstvennyy standart. Izdeliya stroitel'nyye zhelezobetonnyye i betonnyye zavodskogo izgotovleniya. Metody ispytaniy nagruzheniym. Pravila otsenki prochnosti, zhestkosti i treshchinostoykosti* [State Standard 8829-2018. Interstate Standard. Prefabricated Construction Concrete and Reinforced Concrete Products. Load Testing Methods. Rules for Assessment of Strength, Rigidity and Crack Resistance]. Moscow, Standartinform Publ., 2019. 16 p.

Received 31 May 2021

### ОБРАЗЕЦ ЦИТИРОВАНИЯ

Дербенцев, И.С. Натурные испытания вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями на сдвиг / И.С. Дербенцев, М.В. Тарасов, А.А. Карякин // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2021. – Т. 21, № 3. – С. 13–22. DOI: 10.14529/build210302

### FOR CITATION

Derbentsev I.S., Tarasov M.V., Karyakin A.A. 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*. 2021, vol. 21, no. 3, pp. 13–22. (in Russ.). DOI: 10.14529/build210302