

На правах рукописи



Дербенцев Илья Сергеевич

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ШПОНОЧНЫХ  
СОЕДИНЕНИЙ С ПЕТЛЕВЫМИ ГИБКИМИ СВЯЗЯМИ В СТЫКАХ  
КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Специальность 05.23.01 –  
Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ  
диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Пенза – 2014

Работа выполнена в ФГБОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет» (НИУ).

- Научный руководитель кандидат технических наук, доцент  
**КАРЯКИН Анатолий Андреевич**
- Официальные оппоненты: **ПОПОВ Валерий Петрович**  
доктор технических наук, профессор,  
ФГБОУ ВПО «Самарский государственный  
архитектурно-строительный университет»,  
заведующий кафедрой «Технологии и  
организации строительного производства»  
**ТЕРЯНИК Владимир Васильевич**  
кандидат технических наук, доцент,  
ФГБОУ ВПО «Тольяттинский  
государственный университет»,  
заведующий кафедрой «Промышленное и  
гражданское строительство»
- Ведущая организация **ОАО «Центральный научно-  
исследовательский и проектный институт  
жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП  
жилища)»**

Защита состоится 28 ноября 2014 г. в 13-00 на заседании диссертационного совета Д 212.184.01, созданного на базе ФГБОУ ВПО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства», по адресу: 440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28, ПГУАС, корпус 1, конференц-зал.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ФГБОУ ВПО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства» и на сайте <http://dissovet.pguas.ru/index.php/contact-us/d-212-184-01/32-derbencev-ilya-sergeevich-1>

Автореферат разослан 29 сентября 2014 г.

Ученый секретарь  
диссертационного совета



Бакушев  
Сергей Васильевич

## **ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ**

На сегодняшний день жилищная проблема в России является одной из наиболее острых. Среди путей решения данной проблемы – повышение доступности жилья для широких слоев населения. Очевидно, что доступность жилья в первую очередь зависит от его себестоимости, на которую влияют индустриализация строительства, скорость возведения и проектирования, применение типовых решений. Многолетний опыт строительства жилых зданий в СССР показал, что наиболее эффективным с экономической точки зрения является крупнопанельное домостроение. Однако, оно имеет ряд существенных недостатков, среди которых можно отметить низкую архитектурную выразительность крупнопанельных зданий, а также низкие теплоизоляционные качества вертикальных межпанельных стыков. Между тем, в ряде европейских стран указанные проблемы были решены путем использования трехслойных стеновых панелей, уменьшением толщины межпанельных швов, а также применением монолитного сопряжения стеновых панелей. Последнее позволяет увеличивать жесткость здания при его деформировании. Одним из способов устройства монолитных вертикальных стыков является применение тросовых петель заключенных в специальные короба, которые при изготовлении стеновой панели закрепляются к опалубке с необходимым шагом анкерами петель внутрь. При монтаже тросовые петли извлекаются из коробов, через петли соседних панелей продевается арматурный стержень на всю высоту шва, после чего его омоноличивают. В результате получается межпанельный монолитный шпоночный стык с поперечным армированием в виде тросовых петель. Такая методика устройства стыка позволяет упростить процесс, повысить скорость изготовления панели и ее монтажа, в особенности при применении большой номенклатуры панелей в здании. Шпоночный шов позволяет уменьшить деформации сдвига между смежными панелями. Кроме того, указанная методика позволяет изготавливать шпонки произвольной формы, в частности – с обратным наклоном граней («ласточкин хвост»), что обеспечивает увеличение жесткости и несущей способности данных стыков. Применение стыков такого типа приводит к увеличению качества крупнопанельного строительства и ускорению сроков возведения.

Помимо этого, актуальным является вопрос эффективности проектирования крупнопанельных зданий, в том числе, от применения высокоэффективных современных программных средств расчета конструкций, позволяющих учесть реальные их свойства. Известно, что построение расчетной схемы крупнопанельного здания является весьма трудоемким и длительным процессом в связи с большим числом конечных элементов стеновых панелей и многообразием связей, их сопрягающих. Конечноэлементный подход к расчетам крупнопанельных зданий требует

введения деформативных характеристик вертикальных и горизонтальных стыков, объединяющих панели в единую систему.

Анализ выполненных ранее исследований по данной теме показывает, что, на сегодняшний день отсутствуют методы определения несущей способности и деформативности шпоночных стыков с прямым и обратным наклонами граней с поперечным армированием тросовыми петлями. Учитывая изложенное, следует сделать вывод о том, что исследование, направленное на изучение свойств вертикальных шпоночных стыков с петлевыми связями и способов их учета в расчетах крупнопанельных зданий является **актуальным**.

**Объектом исследования** являются вертикальные железобетонные шпоночные стыки с петлевыми тросовыми связями.

**Предмет исследования:** напряженно-деформированное состояние, несущая способность и деформативность шпоночных стыков с прямым и обратным наклоном боковых граней шпонок.

**Цель исследования** – изучение работы вертикальных шпоночных стыков с петлевыми гибкими связями в крупнопанельных многоэтажных зданиях при кратковременных силовых воздействиях.

Для достижения поставленной цели сформулированы задачи:

1. При заданной конструкции петлевого шпоночного соединения определить их несущую способность и податливость с учетом прочности бетона омоноличивания и бетона стеновых панелей, геометрических размеров стыка, шага и числа шпонок, наклона боковых граней шпонок.

2. Исследовать конструкцию шпоночного соединения с обратным наклоном граней бетонной шпонки и гибкими петлевыми связями, дать рекомендации по их применению.

3. Разработать методику автоматизированного расчета крупнопанельных зданий с учетом конструктивных особенностей, прочностных и деформативных свойств исследованных стыков. Разработать рекомендации по их применению при проектировании.

**Научная новизна результатов:**

- получены экспериментально-теоретические данные о влиянии на прочность и деформативность шпоночных стыков с петлевыми гибкими связями следующих факторов: прочность бетона омоноличивания, наклона боковых граней шпонок, число шпонок и их шаг;
- усовершенствована методика расчета несущей способности и податливости шпоночных стыков, в том числе с обратным наклоном граней шпонок;
- уточнена природа возникновения распорных усилий в шпоночном стыке при его сдвиге. Предложены теоретические формулы для определения величины распора;

- разработаны новые конструктивные решения шпоночных стыков с обратным наклоном граней шпонок, подтвержденные патентом РФ, которая не может быть реализована при традиционной технологии изготовления панелей;
- разработана методика формирования расчетной модели крупнопанельного здания с учетом деформативных характеристик вертикальных стыков.

**Достоверность научных положений и выводов** подтверждается достаточным объемом проведенных исследований, сопоставлением данных с результатами других ученых, работающих в данной области.

**Практическая значимость работы:**

- выполненные исследования расширяют существующие знания в области характера работы и напряженно-деформированного состояния монолитных шпоночных стыков, дают новые сведения о сопротивлении шпоночных стыков с обратным наклоном граней и с гибкими тросовыми петлями кратковременным силовым воздействиям;
- разработана инженерная методика по определению величин несущей способности и податливости шпоночных стыков с тросовыми петлями учитывающая число шпонок, их шаг, обратный угол наклона граней;
- разработана методика создания расчетных схем крупнопанельных зданий, позволяющая существенно сократить сроки их проектирования;
- полученные результаты используются при расчете, проектировании и строительстве крупнопанельных зданий с вертикальными шпоночными стыками с тросовыми петлями.

**На защиту выносятся:**

На защиту выносятся следующие положения и результаты:

- выявлены факторы, влияющие на несущую способность и податливость многошпоночных стыков;
- дополнен инструментарий по определению несущей способности и податливости шпоночных стыков крупнопанельных зданий;
- выявлена целесообразность применения обратного наклона боковых граней шпонок;
- выявлена целесообразность применения тросовых петель при поперечном армировании монолитных шпоночных стыков;
- разработана методика построения расчетной схемы крупнопанельного здания с учетом податливости стыков.

**Внедрение результатов работы:**

Результаты настоящей работы были использованы при расчете, проектировании и строительстве 14-ти многоэтажных (от 9-ти до 18-ти этажей) крупнопанельных жилых зданий в г. Челябинске выполненные в конструкциях ОАО «Бетотек».

### **Апробация результатов диссертации.**

Основные положения настоящей работы обсуждались и докладывались на 12-й Сибирской (международной) конференции по железобетону (Новосибирск, 2010); Научных конференциях аспирантов и докторантов ЮУрГУ (Челябинск, 2010-2013); 62-й, 63-й и 64-й научных конференциях «Наука ЮУрГУ» (Челябинск, 2010-2013); IV Международном симпозиуме «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений» (Челябинск, 2012); семинаре «Проектирование строительных конструкций с применением программ семейства Лира» (Москва, 2010); XVI Международной межвузовской научно-практической конференции молодых учёных, аспирантов и докторантов «Строительство – формирование среды жизнедеятельности» (Москва, 2013); Международной научной конференции «Современные проблемы расчета и проектирования железобетонных конструкций многоэтажных зданий» (Москва, 2013), 13-й (международной) конференции по железобетону (Новосибирск, 2014), III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – взгляд в будущее» (Москва, 2014).

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 14 печатных работ, в том числе 3 – в журналах, рекомендованных ВАК для публикации материалов кандидатских диссертаций; новизна технических решений подтверждена патентом РФ.

**Конкурсы.** В 2010 автор занял второе место в конкурсе студенческих и научных работ с использованием ПК ЛИРА среди ВУЗов РФ с работой «Создание расчетных моделей крупнопанельных зданий с использованием ПК «ЛИРА» методом сборки с учетом податливых связей и реальных стыковых соединений». В 2012 году доклад автора «Моделирование работы многоэтажных крупнопанельных зданий с учетом податливости вертикальных шпоночных стыков» признан лучшим докладом молодых ученых на IV Международном симпозиуме РААСН «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений».

**Структура и объем диссертационной работы.** Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения, библиографического списка использованных источников и приложения. Работа изложена на 150 страницах, 68 страниц – иллюстрации (81 рисунок), 7 страниц – таблицы (7 таблиц), 12 страниц – библиографический список из 113 наименований.

## **СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ**

**Во введении** отражена актуальность диссертационного исследования, его научная новизна и практическая значимость. Изложена структура диссертации и методология исследования.

**В первой главе** проведен критический анализ состояния вопроса о напряженно-деформированном состоянии вертикальных стыков крупнопанельных зданий. Рассмотрена классификация основных типов вертикальных стыков сопряжения стеновых панелей, указаны их основные преимущества и недостатки. Показаны преимущества монолитных железобетонных шпоночных стыков.

Компанией «Reikko» (Финляндия) был разработан метод устройства вертикальных монолитных шпоночных стыков петлевым поперечным армированием (типа стык Передерия) с использованием тросовых петель вместо жестких. Конструктивно такая тросовая петля представляет собой закрытую металлическую коробку из тонкой жести, внутри которой находится тросовая петля из нержавеющей стали. Концы троса петли с ее наружной (задней) стороны соединены между собой и прессованы стальной втулкой. При изготовлении панели закрытые коробки с вложенными в них гибкими петлями устанавливают в торцы несущего слоя панели анкером внутрь. После бетонирования и набора бетоном панели достаточной прочности и распалубки панели, при монтаже крышки коробов снимают, освобождая тем самым петли. При этом коробка петли образует не загрязненную пылью и другим мусором полость для будущей шпонки вертикального шва между панелями. После освобождения и выправления всех петель в стыке в них продевается анкерный стержень длиной равной длине шва (на высоту этажа). Далее происходит замоноличивание шва и заполнение полостей шпонок. Данный метод позволяет использовать опалубку стеновой панели повторно, индивидуально менять шаг и расположение шпонок, а также использовать любой угол наклона граней шпонок включая обратный. Экспериментальные исследования шпоночных стыков армированных тросовой петлей были проведены в лаборатории финской фирмы «Reikko». Результаты данных испытаний не опубликованы и, по-видимому, представляют собой «секрет фирмы». Некоторые данные касательно конструирования данных стыков (при помощи таблиц) указаны в каталогах и инструкциях фирмы «Reikko», однако, они вызывают сомнения при применении материалов российского производства. Кроме того, отсутствуют данные по определению податливости таких стыковых соединений, которые необходимы при проектировании. Это говорит о необходимости исследования работы стыков данного типа.

Также в первой главе проведен анализ существующих методов расчетов крупнопанельных зданий. В результате последнего, показана роль податливости вертикальных стыков в перераспределении усилий между конструктивными элементами здания, а также выявлено, что наиболее эффективным способом моделирования крупнопанельных зданий при их расчете является метод конечных элементов. Указанный

метод позволяет оценить пространственную работу здания и адекватно определить напряженно-деформированное состояние его элементов. Однако для реализации расчетной схемы здания, которая состоит из пластинчатых конечных элементов для плоскостных конструкций и податливых связей – для стыков, требуется ввод в систему параметров податливости (жесткости) межпанельных швов.

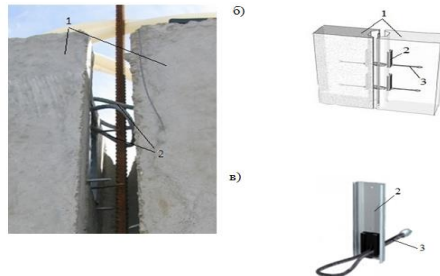


Рис. 1 Межпанельный шов перед бетонированием. Фото (а), модель (б), петля «Reikko». 1 – стеновые панели; 2 – жестяная коробка; 3 – тросовая петля

Помимо вышеперечисленного, в первой главе были проанализированы основные теоретические методики по определению несущей способности и податливости шпоночных соединений, существующие на сегодняшний день. Указанные методики основаны в большинстве на экспериментальных данных и были разработаны многими советскими и зарубежными учеными, среди них: В.И. Лишак, Е. Горачек, Д. Пуме, В.Г. Кваша, П.Н. Коваль, И.Л. Герасимова, Ю.Ф. Кутин, С.А. Сонин, А.А. Карякин, С.В. Поляков, Г.Г. Шорохов, Б. Дженсен, В. Хенсон, Л.С. Авиром, Х.А. Асанбеков, С.Ш. Бахритдинов, В.А. Беккер, А.Н. Нарушевич, П.Н. Бобрышев, Б.Н. Смирнов, Н.М. Володин, А.А. Гагарина, А.В. Грановский, Е.С. Лейтес, К.П. Кашкаров, Г.В. Кашеев, П.И. Алексеев, А.А. Квасников, Семченков, С.К. Макаренко, Н. Керимов, К.Л. Ковлер, В.Г. Колбасин, И.А. Романова, Л.Д. Мартынова, Н.Г. Мартынова, Н.П. Абдулаева, В.К. Портянко, Нассер Мирна Хассан Исмаил, А.М. Пронько, Б.С. Соколов, Я.Г. Сунгатуллин, Н.Н. Цапилев, Б. Чатвира, П. Нимитенгскул, К. Митчелл, Д. Митчелл, Р.Л. Серрете, Р.С. Нарайанан, А. Биби, Х. Гуванессниан, С.Х. Ризкалла, Ф. Вехио, Дж.С. Хевел, С.Д. Хаэй, А. Кларк, К.Х. Герстл и др.

Разработанные методики были сопоставлены между собой. Они дают большой разброс (до 40%) результатов определения несущей способности и не предназначены для определения несущей способности вертикальных шпоночных стыков с поперечным тросовым армированием, включая стыки с использованием шпонок с обратным наклоном граней. Что



касается определения податливости вертикальных шпоночных стыков, необходимой для моделирования здания при его расчете, то на сегодняшний день применяется эмпирическая теория, разработанная на основании испытаний МНИИТЭП.

**Во второй главе** подробно описана конструкция шпоночных стыков с тросовым поперечным армированием, а также способ их устройства. Указана цель проведения натурных экспериментальных исследований. Выявлены наиболее существенные факторы, влияющие на прочность и податливость шпоночных стыков при их работе на сдвиг. Опытные образцы проектировались исходя из этих факторов.

За основу при проектировании опытных образцов были приняты натурные фрагменты вертикальных стыков трех типов:

- линейный шпоночный узел сопряжения наружных панелей, армированный тросовыми петлями, шпонки которого не имеют наклона граней (рисунок 2,а);

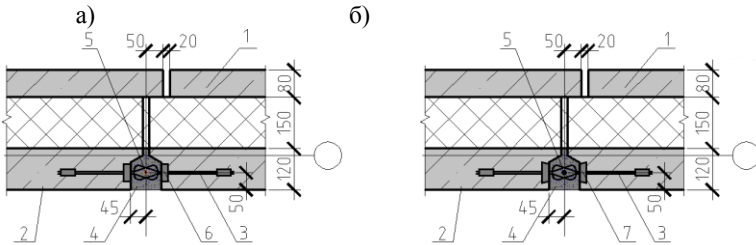


Рис.2. Линейный шпоночный узел сопряжения наружных панелей (а), то же с обратным наклоном граней шпонок (б). 1 – наружная панель; 2 – несущий слой; 3 – тросовые петли «РЕИККО»; 4 – шов омоноличивания; 5 – продольный арматурный стержень  $\varnothing 16$  мм; 6 – шпонка без наклона граней; 7 – шпонка с обратным углом наклона граней ( $-14^\circ$ ).

- линейный шпоночный узел сопряжения наружных панелей, армированный тросовыми петлями, шпонки которого имеют отрицательный угол наклона граней (рисунок 2,б);

- Т-образный шпоночный узел сопряжения внутренней панели с наружными, армированный тросовыми петлями, шпонки которого не имеют наклона граней (рисунок 3).

Конструкция образцов предусматривает возможность оценки работоспособности и жесткости узлов, обеспечивающих передачу усилий в панельном здании. Всего было запроектировано 19 типов образцов.

Образцы были запроектированы для моделирования работы шпоночного соединения при восприятии им сдвигового либо растягивающего усилий. Первые имеют индекс «С» в названии, вторые – «Р». В образцах варьировались:

- а. класс бетона омоноличивания (В10, В20, В30);
- б. количество шпонок в образце: одна (ЛС, ТС) или две (2ЛС, 2ЛСУ);
- в. число тросовых петель в образце: одна (ЛР, ТР) или две (ЛРМ, ЛРУ);
- г. угол наклона граней шпонок:  $0^\circ$  (ЛС, 2ЛС, ТС, ЛР, ТР, ЛРМ) и  $-14^\circ$  (ЛСУ, 2ЛСУ, ЛРУ);
- д. направления сдвига: вдоль стыка (ЛС, 2ЛС, ЛСУ, 2ЛСУ) и поперек стыка (ТС);
- е. типа стыка образцов на растяжение: линейный (ЛР, ЛРМ, ЛРУ) и Т-образный (ТР).

Для определения усилия акеровки петли и минимального класса бетона стеновых панелей дополнительно были изготовлены и испытаны образцы на выдергивание петли (типа П, ПУ, ПМ).

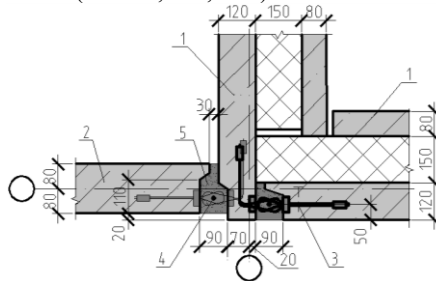


Рис.3. Т-образный узел сопряжения внутренней панели с наружными. 1 – наружная панель; 2 – внутренняя панель; 3 – тросовая петля; 4 – продольный арматурный стержень  $\varnothing 16$  мм; 5 – шов омоноличивания.

Сборные элементы образцов выполнены из бетона класса В22,5 состава 1:1,79:2,47 при В/Ц=0,4 с пластификатором СП-3, марка по удобоукладываемости ПЗ. Состав бетона омоноличивания при классе В30 1:2,09 при В/Ц=0,33 с гиперпластификатором Sika 125, подвижность при погружении конуса Пк3 – 10-12 см.

Образцы были изготовлены на заводе ООО «БЕТОТЕК» г. Челябинск с использованием материалов: цемент ПЦ400 Д20, песок фр.0,63-1,25 мм (для бетона омоноличивания) и фр.0-5 мм (для бетона панелей), щебень фр.5-20 мм.

Непосредственно перед проведением испытаний определяли прочность бетона и раствора испытанного образца на сжатие разрушающим методом на предварительно оттарированном испытательном прессе ПГ–100А.

Испытания проводились при положительной температуре. Испытания осуществляли поэтапно последовательным нагружением вплоть до разрушения образцов. Величина ступени нагружения варьировалась в зависимости от вида образца и устанавливалась таким образом, чтобы разрушение происходило на десятом шаге.

На каждом этапе нагружения оценивалось состояние образца, фиксировали места образования новых и развитие старых трещин, в намеченных местах замерялась ширина их раскрытия с помощью измерительного микроскопа МПБ–2 с ценой деления 0,05 мм. При ширине раскрытия трещин более 3,0 мм приборы снимали, и образец доводили до полного разрушения.

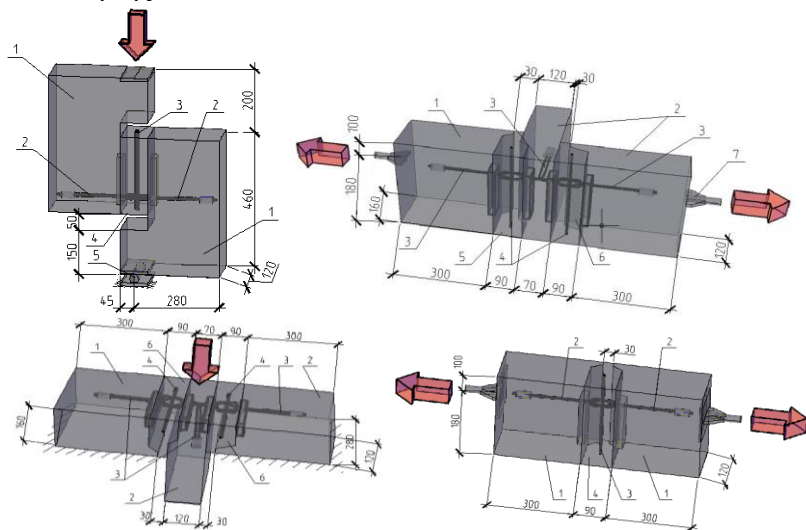


Рис. 4. Схема испытания образцов ЛС, ТС, ТР, ЛР. 1 – бетонные элементы; 2 – гибкие петли; 3 – арматурный стержень; 4 – шов замоноличивания; 5 – шарнир; 6 – индикаторы часового типа; 7 – тензорезисторы на затяжках.

При испытаниях на срез контролировали сдвиг раствора шва и бетона элементов по их контакту индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм. Для исключения разрушения образца от поворота одного бетонного элемента относительно другого, образец был стянут шпильками  $\varnothing 12$  мм в направлении нормального шву. Относительные деформации в затяжках измеряли тензодатчиками, подключенными к станции ИДЦ-1.

В процессе испытаний на растяжение контролировались деформации растворного шва и зоны стыка между элементами образца. Взаимные перемещения элементов стыков замерялись индикаторами часового типа (ИГМ) с ценой деления 0,01 мм.

### Результаты натуральных испытаний

В процессе испытаний, в соответствии с поставленными задачами, были установлены следующие параметры для каждого образца, подлежащие определению:

- предельная несущая способность образца (Т и N соответственно для образцов на сдвиг и на растяжение);
- жесткость шпоночного стыка до образования первой трещины –  $K_2$ ;
- жесткость шпоночного стыка после образования первой трещины –  $K_3$  (образцы на сдвиг).

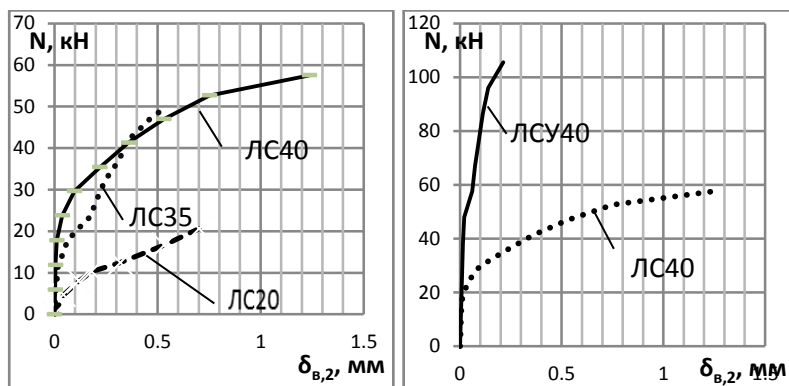


Рис. 5. Зависимости вертикального смещения по контакту  $\delta_{v,2}$  от сдвигающего усилия  $N$  образцов ЛС и ЛСУ

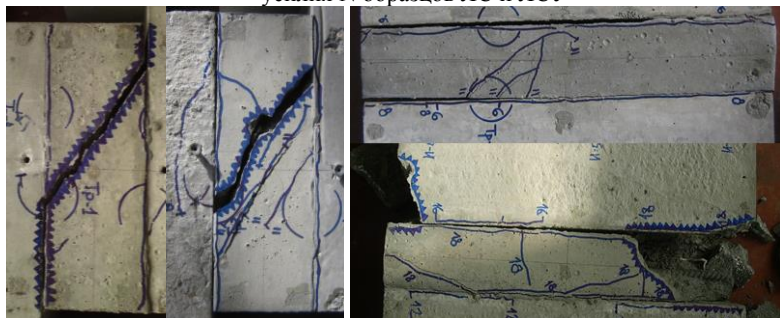


Рис. 6. Картина разрушения образцов слева на право: ЛСУ-1, ЛСУ-2, ЛРМ-1 и ЛРМ-2.

Для каждой группы образцов проводилась статистическая обработка полученных экспериментальных данных, которая заключалась в определении средней арифметической, среднеквадратического

отклонения, дисперсии,  $t$ -критерия и квадратичного коэффициента вариации.  $R$ -критерий сравнивался с табличным значением, а коэффициент вариации с предельным равным 0,33. При сильной вариации или обнаружении грубых ошибок назначались и проводились дополнительные параллельные опыты.

Проведенные экспериментальные исследования частично подтверждают результаты, полученные исследователями, работающими с другими видами шпоночных соединений. При этом опытами установлено следующее:

- характер деформирования шпоночного соединения при работе на сдвиг упруго-пластический;
- в исследуемом диапазоне прочностных и деформативных характеристик материалов все образцы, работающие на сдвиг, имели одну и ту же схему разрушения – по сквозной наклонной трещине, образующейся в пределах ширины вертикального межпанельного шва;
- образцы, работающие на растяжение, в зависимости от прочности сборного и монолитного бетона разрушались от выдергивания анкерной петли или смятия бетона внутри петель с предварительным образованием трещин по контакту сборного и монолитного элементов стыка;
- наиболее существенным фактором, влияющим на работу шпоночного соединения на сдвиг, является прочность бетона омоноличивания стыка;
- установлено, что с ростом прочности бетона омоноличивания, увеличиваются: нагрузка при которой образуется наклонная трещина в стыке, его несущая способность и, кроме того, растет жесткость стыка до образования трещин;
- использование обратного наклона граней шпонок позволяет увеличить несущую способность стыка, усилие трещинообразования, жесткость;
- форма и вид шпонки не влияют на характеристики стыка при его работе на растяжение.

**В третьей главе** разработана методика численного моделирования шпоночных стыков объемными конечными элементами с учетом образования и развития трещины по границе контакта сборного и монолитного бетонов, а также неравномерность передачи сдвигающего усилия по высоте стыка. Учет последнего меняет картину распределения напряжений в стыке. Для моделирования использовали конечноэлементную расчетную модель, разработанную на основе программного комплекса «Лира 9.6».

Монолитный и сборный бетоны моделировались объемными КЭ. Зазор на контакте сборного элемента и растворного шва принят бесконечно малой величины, в том числе, в месте расположения шпонки. Между смежными узлами контакта по всей его плоскости вводились связующие

элементы, моделирующие взаимодействие бетона сборного элемента и монолитного шва. Использование связей дало возможность отдельно анализировать напряженное состояние растворного шва и сборного элемента. Характеристики жесткости связей назначались по методике, предложенной Карякиным А.А. и Сониным С.А. и адаптированной для объемной модели, с учетом следующих предпосылок:

- прочность бетона контактного слоя на сжатие, в направлении, нормальном контакту, равна призмочной прочности бетона, а на растяжение равна  $0,6R_{bt}$ ;
- начальный модуль деформации  $E_0^k$  бетона на контакте на 25% ниже модуля деформации бетона омоноличивания стыка;
- предельные значения относительных деформаций сдвига на контакте при отсутствии нормальных напряжений равны  $9 \cdot 10^{-4}$ ;
- предельные значения касательных напряжений при нормальных растягивающих напряжениях  $\sigma_p \leq 0,6R_{bt}$  равны  $\tau_s = 2 \cdot R_{bt} - 3,3 \cdot \sigma_p$ ;
- то же при сжатии с учетом трения  $\tau_s = 2 \cdot R_{bt} + f \cdot \sigma_c$ .

Расчет проводился в несколько итераций, на каждой из которых, проводилась корректировка жесткостей связей вплоть до их «выключения» в местах образования трещин по контакту.

Моделировались шпоночные соединения различной конструкции (в том числе с различным наклоном граней). При выполнении расчетов варьировались: число шпонок (от одной до десяти), шаг шпонок (от 30 см до 300 см), угол наклона боковых граней ( $0 - 0,5$  радиан). Некоторые из них в точности соответствовали экспериментальным образцам.

В результате выполненного моделирования установлено:

1. Обратный наклон граней существенно меняет работу шпоночного соединения. Обратный уклон граней шпонки приводит к появлению дополнительных сжимающих нормальных напряжений по боковым поверхностям, в результате чего усилие сдвига равномернее распределяется по высоте шпонки. Кроме того, это приводит к вовлечению в работу участков стеновых панелей смежных со стыком, а, следовательно, к уменьшению напряжений в самой шпонке.
2. Наиболее нагруженными являются первая и последняя шпонки в стыке.
3. Принципиальное отличие в схеме работы имеют одношпоночные соединения. Для двух и многшпоночных стыков схема работы до образования первой трещины, качественно не отличаются.

Важнейшей характеристикой для описания работы стыка, является усилие возникающего распора при сдвиге. Величина распора определяется коэффициентом  $k_\alpha$ . Автором предложена методика определения усилий распора из анализа объемных численных моделей. Показано, что величина распора – есть реакция стеновых панелей, вызванная работой стыка как

стержня на упругом основании при воздействии сил распределенного в пределах каждой шпонки момента пары сдвигающих сил.

Установлено, что при моделировании стыка стержневой схемой, жесткость упругого основания зависит от шага шпонок и модуля деформаций бетона стеновой панели. Указанная зависимость имеет вид:

$$k(s_k) = \left[ \frac{\vartheta}{(2s_t + s_k + h)^4} + \rho \right] \cdot E_2, \quad (1)$$

здесь  $\rho = \frac{k_{lim}}{E_2}$ ;  $\vartheta$  – эмпирический коэффициент;  $E_2$  – начальный модуль упругости бетона «основания» (сборного элемента).

Используя найденные по формуле (1) коэффициенты жесткости основания, были рассчитаны стержни с различным шагом шпонок (рис. 7).

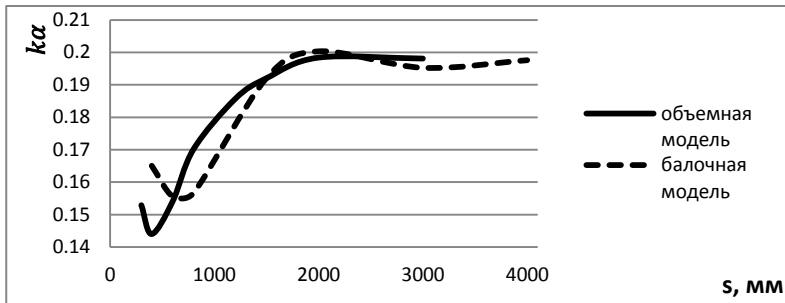


Рис. 7. График зависимости коэффициента  $k_\alpha$  для двушпоночных стыков от шага шпонок  $s$ .

Из аппроксимации зависимости  $k_\alpha$  от шага шпонок, получена формула:

$$k_\alpha = -8 \cdot 10^{-9} \cdot s_k^2 + 5 \cdot 10^{-5} \cdot s_k - 2,8 \cdot 10^{-8} \cdot E(\text{т/м}^2) + 0,2013, \quad (2)$$

Лучшую сходимость с результатами эксперимента по определению **несущей способности** для прямой шпонки дает теория, предложенная И.Л. Герасимовой, без учета сил зацепления в трещинах. Однако, эта теория не позволяет адекватно оценить несущую способность многшпоночного соединения. Кроме того, из нее следует, что с увеличением шага шпонок, несущая способность соединения увеличивается, что противоречит результатам численного моделирования и натурных экспериментов. Поэтому формула Герасимовой была модифицирована с учетом допущения, что усилия распора передаются на участке длиной, равной проекции наклонной трещины на продольную ось стыка. Исходя из этого, горизонтальные напряжения в вертикальном шве  $\sigma_x$ , вызванные распором, равны:

$$\sigma_x = \frac{T \cdot k_\alpha}{t \cdot u} = \frac{R_b \cdot t_{\text{шпн}} \cdot t \cdot k_\alpha}{t \cdot u} = k_\alpha \cdot R_b \cdot \frac{t_{\text{шпн}}}{u}, \quad (3)$$

где  $T$  - сдвигающая сила,  $t$  - толщина панели,  $t_{шп}$  - глубина шпонки,  $R_b$  - призмическая прочность бетона омоноличивания.

Несущая способность двухшпоночного соединения будет определяться равенством:

$$T_{2шп} = t \cdot \frac{t_{шв}}{k_\alpha} \cdot R_{bt} \sqrt{1 + k_\alpha^2 \cdot R_b / R_{bt} \cdot \frac{t_{шп}}{t_{шв}}}. \quad (4)$$

Для определения несущей способности двухшпоночного соединения с обратным наклоном граней шпонок автором была предложена следующая формула:

$$T_{2шп,обр} = T_{2шп} + \frac{\vartheta^2 \cdot k_\alpha}{R_{bt}}, \quad (5)$$

где  $\vartheta = 0,6442$  - корректирующий параметр (Н/м), не зависящий от прочности бетона омоноличивания.

Полученные формулы позволяет определять несущую способность двухшпоночных соединений с прямым и обратным наклоном граней шпонок.

Для оценки влияния числа шпонок и их шага на несущую способность был проведен количественный анализ усредненных значений максимальных касательных напряжений, возникающих на границе контакта сборного бетона и монолитного шва. Для этого в каждом рассчитанном образце оценивалось отношение  $(T_0 + T_n) / (\Sigma T)$  в котором  $T_0$  и  $T_n$  – величины сдвигающих усилий в первой и последней шпонке на границе контакта, фактически равные интегралу касательных напряжений в первой и последней шпонках,  $\Sigma T$  – суммарные сдвигающие усилия.

Указанное отношение характеризует часть сдвигающего усилия воспринимаемого первой и последней шпонками. Так для двухшпоночного соединения это отношение будет равно 1. Отсюда был получен поправочный коэффициент для оценки несущей способности многшпоночного соединения с прямым наклоном граней шпонок  $T_{мшп}$ :

$$T_{мшп} = T_{2шп} \cdot \frac{1}{\chi(S,n)}, \quad (6)$$

$$\chi(S,n) = (0,000133 \cdot S(\text{мм}) + 0,012 \cdot n^2 - 0,122 \cdot n + 1,02) \leq 1, \quad (7)$$

где  $S$  – шаг шпонок в мм;  $n < 5$  – их число.



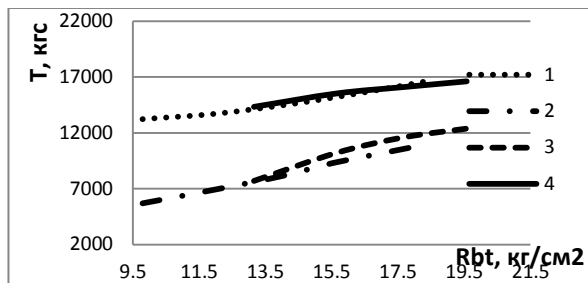


Рис. 8. Зависимость несущей способности двухшпоночного соединения от прочности на растяжение. 1- по формуле (2), 2- по формуле (3), 3 - численная модель прямая шпонка, 4 – то же обратная шпонка

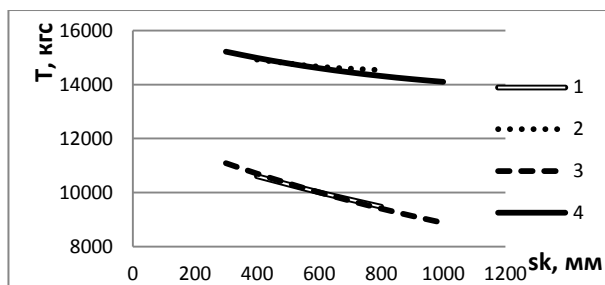


Рис. 9. Зависимость несущей способности двухшпоночного соединения от шага шпонок. 1- по формуле (2), 4- по формуле (3), 3 - численная модель прямая шпонка, 2 – то же обратная шпонка

Податливость стыка при его сдвиге характеризуется взаимным смещением сборных элементов друг относительно друга при единичном силовом воздействии. В момент потери зацепления на границе контакта возникает проскальзывание, которое сдерживается опорными площадками шпонок. Результаты анализа численных моделей и результатов экспериментов, выполненных автором, показали, что работу шпоночных соединений до разрушения шпонок, можно разделить на два этапа. Первый – в начале нагружения, усилие сдвига передается по всей площади контакта за счет адгезионных сил. При этом сдвига по контакту не происходит. Затем, на втором этапе, после преодоления сил адгезии, передача сдвиговых усилий происходит преимущественно через опорные площадки шпонок. На этом этапе сдвиговые перемещения происходят в основном от смятия на опорной площадке шпонки и поворота монолитного стыка в пределах шпонок от действия пары сдвиговых сил. Характер работы стыков с обратным наклоном граней в целом аналогичен.

На первом этапе податливость можно определить, предположив, что бетон замоноличивания деформируется при сдвиге как бетонная призма с модулем сдвига  $G$ .

На втором этапе, помимо сдвиговых деформаций бетона омоноличивания, возникают деформации контакта, связанные со смятием опорных площадок и поворотом участков стыков в пределах шпонок.

Исходя из этого, автором была предложена формула для определения податливости на втором этапе:

$$\lambda_2 = \frac{4 \cdot k_{\alpha} \cdot t_{\text{шп}} \cdot \gamma_{\lambda}}{k \cdot s_k \cdot h} \quad (8)$$

Податливость шпоночных соединений с обратным наклоном граней на первом этапе определяется аналогично соединениям с прямым наклоном граней, то есть сдвиговой податливостью бетона омоноличивания. Для нахождения податливости стыков с обратным наклоном граней шпонок на втором этапе, предложена формула:

$$\lambda_{2, \text{обр}} = \frac{k_{\alpha} \cdot t_{\text{шп}} \cdot \gamma_{\lambda}}{k \cdot h^2}, \quad (9)$$

Полученные автором методики для определения несущей способности и податливости шпоночных стыков подтверждаются результатами экспериментов, проведенных в настоящей работе, а также с опытами других исследователей.

#### Сопоставление теоретических данных с экспериментальными

Серия образцов	Несущая способность, кН			Жесткость, кН/мм		
	Опыт	Теория	Разниц а, %	Опы т	Теория/Числ	Разница
2ЛС30	124.5	122.3	1.77	1283	1147/1085	10.6
2ЛС20	104.4	98.84	5.32	1080	948/1026	12.2
2ЛСУ20	173.3	164.69	4.97	1751	1606/1628	8.2
2ЛСУ10	143.3	142.58	0.5	1339	1386/1338	3.5
ЛС20	26.4	30.23	14.4	366	347/262	5.2
ЛС35	53.4	48.52	7.96	568	437/354	23.1
ЛС40	62.8	54.29	13.46	586	469/380	20.0
ЛСУ	115.2	117.9	2.29	1988	1884/1517	5.2
СУ/П-1	193	211.1	9.38	445	450/399	1.1
СУ/П-2	268	245.1	8.54	245	220/330	10.2

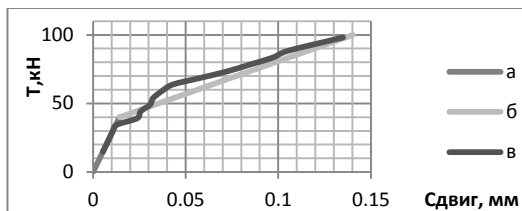


Рис. 10. График изменения деформаций сдвига двухшпоночного стыка. а и б – теоретические участки до и после начала сдвига по контакту, в – экспериментальные данные.

**В четвертой главе** диссертации была разработана методика формирования расчетной модели крупнопанельных зданий с учетом конструктивных особенностей, прочностных и деформативных свойств стыков. Указанная методика заключается в следующем.

Здание предварительно разбивают на отдельные конструктивные элементы (панели стен, перекрытий), затем для каждого такого элемента создают расчетную схему, в которой элемент триангулируют на конечные элементы с учетом проектного расположения проемов. Плоские конструкции моделируются пластинчатыми КЭ. Их жесткостные характеристики принимают в соответствии с реальной толщиной конструктивного элемента и проектными характеристиками материалов.

Для сопряжения конструктивных элементов в расчетной схеме здания используют упругие связи, соединяющие их контурные узлы. Длины связей учитывают габариты конструкций, а их жесткости – эквивалентные жесткости вертикальных стыков, связывающих панели.

После создания каталога (библиотеки) всех панелей, расчетную схему здания формируют последовательным соединением схем панелей между собой. Сборка начинается с наружных стеновых панелей цокольного этажа. После стыковки наружные стеновые панели цокольного этажа между собой, к ним подсоединяют панели перекрытия и внутренние стеновые панели. Так в отдельных файлах собирают цокольный, первый, второй и т. д. этажи. После этого, соединяя схемы этажей, получают расчетную модель всего здания.

В данной главе также даны основные рекомендации и требования к указанному каталогу, связанные с обеспечением собираемости расчетной модели. Метод «виртуального монтажа» позволяет существенно увеличить скорость построения расчетной модели здания, формировать схемы с учетом податливости межпанельных стыков, а также дает высокую точность и достоверность результатов расчета.

Для уточнения степени влияния податливости вертикальных стыков, были произведены серии расчетов крупнопанельных зданий. Здания имели

разную этажность, размеры, помимо этого, в некоторых из них учитывалось податливость основания. В результате расчетов сопоставляли максимальные усилия в стеновых панелях, горизонтальные перемещения верха здания, усилия в связях вертикальных стыков.

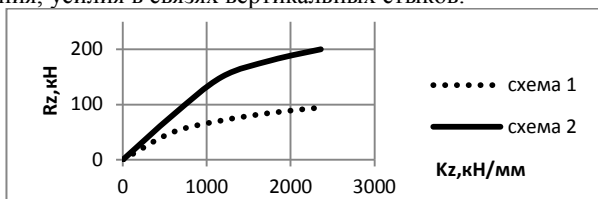


Рис. 11. Характер изменения максимальных сдвигающих усилий в зависимости от их сдвиговой жесткости. Схема 1 – с учетом податливости основания, схема 2 – то же без него.

В заключительной части четвертой главы приведен перечень объектов – крупнопанельных жилых домов от 9-ти до 18-ти этажей построенных в г. Челябинске, проектирование и строительство которых выполнялось с использованием результатов исследований и разработанных автором методик.

#### ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. В диссертации получены новые данные о характере работы шпоночных вертикальных стыков с гибкими тросовыми связями крупнопанельных зданий при восприятии кратковременных силовых воздействий.
2. Проведены экспериментальные исследования, направленные на установление величин несущей способности и податливости шпоночных стыков, при этом варьировались прочность бетона омоноличивания, число шпонок, угол наклона боковых граней. Всего было испытано девять типов натуральных образцов стыков на сдвиг и растяжение. В результате установлено следующее.
  - а. Установлен характер разрушения вертикальных шпоночных стыков с гибким поперечным армированием при восприятии сил сдвига и растяжения. Разрушение происходит по бетону омоноличивания.
  - б. Наиболее существенным фактором при работе стыков на сдвиг является класс бетона омоноличивания.
  - в. При восприятии сил сдвига, обратный наклон боковых граней шпонок приводит к вовлечению в работу участков стеновых панелей смежных со шпонками. Это изменяет работу стыка как качественно, так и количественно.

- г. При работе на растяжение, несущая способность зависит в основном от поперечного армирования, при этом форма и вид шпонки не влияют на работу стыка.
3. Выполнено численное моделирование шпоночных соединений с целью определения влияния шага шпонок и их числа на напряженно-деформированное состояние стыков заданного типа. Установлен характер распределения напряжений в объеме монолитного бетона, позволивший раскрыть механизм взаимодействия шва и сборных панелей для различных по форме шпонок.
  4. Получены теоретические зависимости для определения величины усилий распора исходя из работы монолитного стыка как стержня ступенчатого поперечного сечения в стесненных условиях (на упругом основании) при восприятии моментов от пар сдвигающих сил. Установлено, что величина распора прямо влияет на несущую способность и податливость шпоночных стыков.
  5. На основании данных численного моделирования и натурального эксперимента разработана инженерная методика для расчета несущей способности шпоночных стыков и его податливости на сдвиг. Полученная методика внедрена в практику проектирования крупнопанельных жилых домов в г. Челябинске. При этом приняты и прорены основные положения.
    - а. Разработанная методика по определению несущей способности шпоночного стыка на сдвиг учитывает уточненную величину распора, шаг шпонок и их число, геометрические размеры стыка, наклон боковых граней шпонок.
    - б. Предложенный метод определения сдвиговой податливости учитывает деформацию монолитного шва как бетонной призмы, а также его проскальзывание по контакту со сборным бетоном, возникающее в результате поворота шпонки от пары сдвигающих сил и локального смятия опорной грани шпонки.
  6. Разработана методика ускоренного формирования расчетной схемы (метод виртуального монтажа), при этом учитываются прочностные и деформативные характеристики соединений конструктивных элементов, геометрические размеры конструкций. Указанный метод позволяет существенно уменьшить сроки проектирования крупнопанельного здания и повысить его качество.
  7. Дальнейшая разработка темы настоящей работы возможна в области изучения работы многошпоночных вертикальных стыков в крупнопанельном здании с учетом перераспределения усилий при аварийных воздействиях.

Основные результаты диссертационной работы отражены в следующих публикациях:

**Статьи в журналах, рекомендованных ВАК МОиН РФ**

1. Дербенцев, И.С. Методы определения несущей способности монолитных шпоночных соединений сборных элементов / И.С. Дербенцев // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2012. - №38. – С. 63-65.
2. Дербенцев, И.С. Экспериментальные исследования вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, С.А. Сонин, И.А. Бельдейко // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2012. - №35. – С. 16-21.
3. Дербенцев, И.С. Метод определения усилия распора при сдвиге монолитных шпоночных межпанельных вертикальных стыков / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин // Современные проблемы науки и образования. – 2014. - № 1; URL: <http://www.science-education.ru/115-12252>

**Статьи в научных сборниках**

1. Дербенцев, И.С. Моделирование работы многоэтажных крупнопанельных зданий с учетом податливости вертикальных шпоночных стыков / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, П.В. Попп // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений: тезисы докладов IV Международного симпозиума. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2012. – С. 92-95.
2. Дербенцев, И.С. Результаты натурных испытаний образцов шпоночных соединений панелей с гибкими связями крупнопанельных жилых домов / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, С.А. Сонин // Наука ЮУрГУ: Материалы 62-й научной конференции. Секции технических наук. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2010. – Т. 1. – С. 175-180.
3. Дербенцев, И.С. Результаты испытаний фрагментов вертикальных шпоночных стыков крупнопанельных зданий на сдвиг / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, П.В. Попп // Наука ЮУрГУ: Материалы 63-й научной конференции. Секции технических наук. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2011. – Т. 1. – С. 122-126.
4. Дербенцев, И.С. Результаты испытаний натурных образцов шпоночных соединений панелей крупнопанельных зданий с гибкими связями / И.С. Дербенцев // Научный поиск: материалы второй научной конференции аспирантов и докторантов. Технические науки. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2010. – Т. 1. – С. 72-76.
5. Дербенцев, И.С. Результаты испытаний натурных образцов шпоночных соединений панелей крупнопанельных зданий с

- жесткими петлевыми связями / И.С. Дербенцев // Научный поиск: материалы третьей научной конференции аспирантов и докторантов. Технические науки. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2011. – Т. 1. – С. 31-35.
6. Дербенцев, И.С. Исследование работы 3-слойных стеновых панелей и шпоночных соединений панелей с петлевыми гибкими связями / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, С.А. Сонин, И.А. Бельдейко // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып. 10. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2010. – С. 45-49.
  7. Дербенцев, И.С. Создание расчетных моделей крупнопанельных зданий средствами ПК «Лира» / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, П.В. Попп // Институциональные проблемы саморазвития территориальных систем инновационной России: сб. трудов Международной конференции с элементами научной школы для молодежи (22-24 ноября 2010 года). – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2010. – С.47-53.
  8. Стыковое соединение сборных железобетонных элементов зданий и сооружений: пат. 121281 Рос. Федерация / авторы и заявители Дербенцев И.С. [и др.]; патентообладатель ООО «Бетотек».
  9. Дербенцев, И.С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных многоэтажных зданий / И.С. Дербенцев // Строительство – формирование среды жизнедеятельности: сб. докладов 16-й международной межвузовской научно-практической конференции (24-26 апреля 2013 года). – Москва: ФГБОУ ВПО «МГСУ», 2013. – С.346-352.
  10. Дербенцев, И.С. Основные результаты исследования работы вертикальных шпоночных стыков крупнопанельных зданий с петлевым тросовым поперечным армированием / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, И.А. Бельдейко // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. Вып. 11. – Новосибирск: НГАСУ (Сибстрин), 2014. – С. 69-74.
  11. Дербенцев, И.С. // Экспериментально-теоретические исследования монолитных шпоночных стыков с гибкими петлевыми связями крупнопанельных многоэтажных зданий / И.С. Дербенцев, А.А. Карякин, П.В. Попп // Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 2. – Москва: МГСУ, 2014. – С. 245-256.