

ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Архитектурно-строительный институт

Кафедра

«Строительные конструкции и сооружения»

Работа проверена

Допустить к защите

Рецензент

Заведующий кафедрой Мишнев М.В.

«_____» _____ 2018 г.

«_____» _____ 2018 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ

Тема: Экспериментально – теоретическое исследование работы вертикальных шпоночных стыков бескаркасных зданий _____

ЮУрГУ-Д

000 ПЗ

Руководитель работы

Дербенцев И.С. _____

«___» _____ 20__ г.

Автор работы

студент группы АС-421 _____

Шилова Д.И. _____

«___» _____ 20__ г.

Нормоконтролер

Дербенцев И.С. _____

«_____» _____ 20__ г.

АННОТАЦИЯ

Шилова Д.И. Экспериментально-теоретическое исследование работы вертикальных стыков бескаркасных зданий. – Челябинск: ЮУрГУ, АС; 2018, 83 с. 46 ил., 8 табл., библиогр. список – 47 наим., 6 листов чертежей ф.А1.

В данной работе приведены результаты испытаний натуральных образцов шпоночных узлов сопряжения стеновых панелей двух типов: линейного и Т-образного с целью выполнения оценки их несущей способности и податливости по существующим российским и зарубежным методикам.

Для определения характера распределения сдвиговых усилий в вертикальных стыках по высоте здания выполнялся расчет несущего остова существующего 26-этажного крупнопанельного здания на этапе строительства.

Проводился контроль и определение фактических сдвиговых перемещений и усилий в вертикальных стыках в процессе монтажа здания. Полученные данные сопоставлялись с результатами расчета и испытаний с целью проведения оценки правильности назначения жесткостей вертикальных стыков и адекватности расчетной модели.

					08.03.01-2018-137- ПЗ			
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>				
<i>Зав.каф.</i>		<i>Мишнев М.В.</i>			<i>Экспериментально-теоретическое исследование работы вертикальных стыков бескаркасных зданий</i>	<i>Стадия</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
<i>Руковод.</i>		<i>Дербенцев И.С.</i>				<i>ВКР</i>	4	83
<i>Н.контр.</i>		<i>Дербенцев И.С.</i>				<i>ЮУрГУ Кафедра СКиС</i>		
<i>Разраб.</i>		<i>Шилова Д.И.</i>						

ОГЛАВЛЕНИЕ

АННОТАЦИЯ	4
ВВЕДЕНИЕ	6-7
1.ОБЗОР СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА, ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ КУРПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ	8-27
2. РАЗРАБОТКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ МЕТОДИКИ	28-29
3.ПРОВЕДЕНИЕ НАТУРНЫХ ИСПЫТАНИЙ УЗЛОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ	30-42
4. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ	43-45
5.ВЫПОЛНЕНИЕ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ИЗМЕНЕНИЕМ ХАРАКТЕРИСТИК СТЫКОВ В ПРОЦЕССЕ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ	46
5.1.Методы наблюдений	47-50
5.2.Результаты	50-52
5.3.Анализ результатов	53
6.РАСЧЕТ КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ЗДАНИЯ, ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ	54-63
6.1.Анализ сдвиговых перемещений	64-65
6.2.Анализ сдвиговых усилий	65-67
7.СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ, НАБЛЮДЕНИЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ	
7.1.Анализ сопоставления сдвиговых перемещений по результатам наблюдений и теоретического расчета	68-74
7.2.Анализ сопоставления сдвиговых усилий по результатам натурных испытаний и теоретического расчета	74-75
8. ВЫВОДЫ	76-77
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	78-83

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время стоит вопрос о повышении доступности жилья населению. Самым эффективным решением данной проблемы является строительство крупнопанельных зданий.

Для крупнопанельного домостроения выделяются три основные предпосылки:

1. Массовое строительство на территориях, где цена на жилье должна быть доступной разным слоям населения;

2. Наличие соответствующей сырьевой базы и необходимых ресурсов для производства;

3. Применение специальных технических решений для подготовки строительных площадок под массовую застройку.

Следовательно, строительство крупнопанельных зданий позволяет снизить себестоимость жилья, повысить степень индустриализации и сократить сроки его возведения.

Эксплуатационные качества крупнопанельных зданий во многом зависят от конструктивного исполнения стыков между панелями и другими элементами здания, в связи с этим, возникает вопрос о повышении несущей способности вертикального стыка.

Эффективность проектирования крупнопанельного здания снижается в связи с затруднениями, к которым относятся:

- скорость выполняемых расчетов прочности и устойчивости зданий и их элементов при автоматизированном проектировании;
- построение расчетной модели крупнопанельного здания, которое является длительным процессом в связи с большим числом конечных элементов стеновых панелей и связей, сопрягающих их.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						6
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Анализ проведенных исследований по данной теме позволяет утверждать, что на сегодняшний день отсутствуют точные расчетные методики определения несущей способности вертикальных шпоночных стыков заданной конструкции. С этой точки зрения исследование данного вопроса является **актуальным**.

Целью данной дипломной работы является установление характера работы вертикальных шпоночных стыков, определение их податливости и несущей способности для обеспечения передачи усилий в крупнопанельном многоэтажном здании.

Основными **задачами** для достижения поставленной цели являются:

1. В экспериментальной- теоретической части дипломной работы:

- обзор методик оценки несущей способности и податливости;
- оценка прочности, деформативности и трещиностойкости вертикальных шпоночных стыков;
- анализ влияния прочности бетона омоноличивания вертикального стыка на его несущую способность.

2. В части наблюдений за изменением характеристик стыков в процессе возведения крупнопанельного здания:

- контроль состояния несущих элементов, вертикальных стыков в процессе монтажа здания;
- контроль и определение фактических деформаций несущих элементов и стыков в процессе монтажа;
- определение надежности проектных решений и оценка работоспособности здания в целом.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						7
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

1. ОБЗОР СОСТОЯНИЯ ВОПРОСА, ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Одним из эффективных путей повышения объемов строительства и увеличения доступности жилья для большинства населения является крупнопанельное домостроение. Согласно [27] к крупнопанельным зданиям относят такие здания, вертикальные несущие элементы которых состоят из крупных сборных панелей (высотой на этаж), и перекрытий из сборных плит.

Стандартные конструкции, технологичность заводского изготовления, высокая скорость монтажа – значительно снижают себестоимость строительства.

Строительство крупнопанельных зданий позволяет существенно повысить степень индустриализации строительства и производительность труда и сократить сроки возведения зданий. Но главными недостатками являются стандартизация планировок, низкая архитектурная выразительность и низкие показатели теплоизоляции межпанельных стыков.

Эксплуатационные качества крупнопанельных домов во многом зависят от конструктивного исполнения стыков между панелями и с другими элементами здания.

Стыковым соединением [36] называют соединение двух элементов, примыкающих друг к другу торцевыми плоскостями. Разновидностью стыка является шов, представляющий собой горизонтальное или вертикальное соединение, длина которого значительно превышает его поперечное сечение. В отличие от стыков и узлов швы в основном не воспринимают расчетные усилия. Стыки между панелями наружных стен должны быть герметичными, т. е. иметь малую воздухопроницаемость и исключать проникновения атмосферной влаги внутрь конструкции, не допускать образования конденсата в месте стыка вследствие недостаточных теплозащитных свойств, иметь достаточную

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		8

прочность, чтобы предохранить стык от появления в нем трещин [20]. Одновременно в стыках предъявляются требования долговечности, звукоизоляции и простоты монтажа.

В современном крупнопанельном строительстве существует много разновидностей вертикальных и горизонтальных стыков, применение каждого из которых зависит от конструктивной системы здания, типа воздействия, экономических соображений и т.д. В данной работе исследуются **вертикальные** стыки.

Вертикальные стыки – отвечают за соединение стеновых панелей между собой. Вертикальные стыки соединения панелей увеличивают пространственную жесткость здания. Работает данный стык в основном на горизонтальные нагрузки и на сдвиг панелей в вертикальном направлении относительно друг друга. Таким образом, вертикальные стыки панелей воспринимают усилия растяжения, нормальные к вертикальным стыкам и усилия сдвига вдоль стыка [6].

Усилия растяжения воспринимаются горизонтальными связями, горизонтальными стыками стеновых панелей с перекрытиями и перекрытиями.

Усилие сдвига в вертикальных стыках воспринимается, как правило, бетонными шпонками, образующимися при омоноличивании стыка, а также плитами перекрытий в случае их заведения в уровень стен (платформенные стыки). При сопряжении внутренней стеновой панели с наружной, шпонки устраивают в торцах наружных и внутренней панелей, а также на боковых сторонах внутренней панели при ее заведении в плоскость наружных.

Вертикальные стыки по видам воздействий подразделяют [27] на основные группы: стыки наружных панелей здания, стыки наружных панелей с внутренними и внутренние стыки. Стыки наружных стен, помимо восприятия усилий от статических и динамических нагрузок, подвержены другим внешним

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						9
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

воздействиям (температурным, атмосферным). Данные стыки должны удовлетворять требованиям, предъявляемые к ограждающим наружным стенам, как теплоизоляция, воздухо непроницаемость, защита стальных элементов от коррозии и т.д. [20]

По геометрической форме и характеру статической работы различают бесшпоночные и шпоночные вертикальные стыки. В бесшпоночных стыках вертикальные торцы панелей имеют постоянную по высоте форму сечения, в шпоночных — на стыкуемых торцах предусматривают чередующиеся выступы и углубления, за счет которых после замоноличивания образуется шпоночное соединение [6].

В свою очередь, шпоночные соединения подразделяют на бетонные и железобетонные. В шпоночных соединениях, образованных путем замоноличивания бетонной смесью между торцами панелей, на поверхности которых имеются местные углубления или выступы, сопротивление сдвигу определяется без учета работы на сдвиг стальных связей в стыке. В железобетонных шпоночных стыках после образования трещин сопротивление сдвигу обеспечивается совместной работой бетона и поперечной и продольной арматуры шпоночного соединения. В качестве поперечной арматуры, расположенной в стыке перпендикулярно плоскости сдвига, служат арматурные выпуски из стыкуемых панелей, а продольной — сквозная арматура в стыке, расположенная вдоль плоскости сдвига. Арматура шпонок воспринимает также и растягивающие усилия в стыке.

Вертикальные стыки по способу связей панелей между собой разделяют на упругоподатливые и жесткие (монолитные). При устройстве упругоподатливого стыка панели соединяются с помощью стальных связей, привариваемых к закладным деталям стыкуемых элементов.

Недостатком упругоподатливых стыков является возможность коррозии стальных связей и закладных деталей. Такие крепления податливы и не всегда

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						10
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

обеспечивают длительную совместную работу сопрягаемых панелей и, следовательно, не могут предохранить стык от появления трещин, что снижает их тепло- и звукоизоляцию, и другие эксплуатационные качества.

Более надежными в работе являются жесткие монолитные стыки. Прочность соединения между стыкуемыми элементами обеспечивается бетоном омоноличивания и продольной и поперечной арматурой.

По принципу соединения горизонтальные связи в вертикальных стыках подразделяются на следующие виды: сварные, замоноличиваемые связи типа «петля-скоба», болтовые и замковые самофиксирующиеся [19].

Сварные связи – основные конструктивные решения растянутых соединений во внутренних конструкциях зданий. Сварные связи являются наиболее технологичными соединениями при монтаже стеновых панелей. Т.к. такие связи позволяют вести монтаж сборных элементов крупнопанельного здания независимо от погодных условий, этажности здания, уменьшить количество монтажных устройств, обеспечить малую деформативность стыков при эксплуатации.

Сварные связи выполняют в виде пластинок, приваренных к закладным деталям панелей, и виде стержней, привариваемых к арматурным выпускам [19]. Но недостатком сварных связей является то, что при сварке от нагрева закладная деталь как бы отрывается от бетона, в который она была замоноличена при изготовлении. Проникающая в щель атмосферная или конденсационная влага разрушает нижнюю поверхность закладной детали, что не обеспечивает длительную совместную работу сопрягаемых панелей. Дополнительно проводят специальные мероприятия для защиты от коррозии закладных деталей, покрывая на заводе со всех сторон цинком; после сварки при монтаже панелей защитный слой с лицевой стороны закладных деталей восстанавливается с помощью металлизации [6].

					<i>08.03.01- 2018 –187- ПЗ</i>	<i>Лист</i>
						11
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		

Связи типа «петля-скоба» образуют установкой стальных скоб в петлевые арматурные выпуски панелей. Прочность и деформативность таких связей находятся в прямой зависимости от класса бетона замоноличивания, препятствующему выдергиванию концов скоб из петель. Такие связи менее трудоемки, чем сварные связи, но уступают последним в прочности. Поэтому основной областью применения связей типа «петля - скоба» здания с малым шагом (до 3,6 м) поперечных стен, например, серии 121, 97 (Челябинская область).

Болтовые связи являются аналогичными по металлоемкости сварным, значительно менее трудоемки, но более деформативны при отсутствии натяжения. Поэтому основным недостатком болтового соединения является повышенная податливость, которая связана с необходимостью устройства зазора в отверстиях стальных накладок [19]. Соединение с натяжением, ограничивающее деформативность стыков, является решением данной проблемы. Болтовое соединение используется в том случае, когда невозможно устройство сварного соединения.

Замковая связь самофиксации образуется насадкой при монтаже жесткой консольной закладной детали в виде горизонтального разомкнутого кольца («замок») в одной панели на вертикальный стальной стержень, закрепленный на жесткой консольной закладной детали в другой панели. Замковая связь обладает необходимой монтажной жесткостью, что позволяет устанавливать панели без временных креплений. Являясь одновременно монтажной и рабочей, замковая связь позволяет ускорить монтаж и обеспечить некоторое сокращение расхода стали и труда. Благодаря ее жесткости допускается устраивать связь самофиксации только в одном уровне по высоте этажа. Применяется в обычных условиях строительства.

Среди рассмотренных решений железобетонные стыки характеризуются наибольшей прочностью и жесткостью, работают на растяжение и сдвиг, но

					<i>08.03.01-2018 –187- ПЗ</i>	<i>Лист</i>
						12
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		

требуют больших затрат труда на выполнение (особенно в зимнее время) и усложнения формовочного оборудования.

В общем виде конструктивная схема работы вертикального стыка основана на следующих положениях:

- стык «разрезает» армирование стен;
- вертикальный стык работает из плоскости панели;
- в работе стыка на горизонтальные нагрузки участвуют закладные детали.

Данная работа посвящена определению несущей способности и податливости вертикальных шпоночных стыков, омоноличенных мелкозернистым бетоном.

Основой, определяющей конструктивное решение крупнопанельного жилого дома, является его конструктивная схема. Принятая конструктивная система здания должна обеспечивать прочность, жесткость и устойчивость здания на стадии возведения и в период эксплуатации при действии всех расчетных нагрузок и воздействий [6]. Жилые крупнопанельные здания следует проектировать на основе стеновых конструктивных систем с поперечными и (или) продольными стенами.

Несущая система многоэтажных зданий образуется вертикальными несущими конструкциями, которые объединяются в единую систему горизонтальными несущими конструкциями – перекрытиями. К вертикальным конструкциям относят вертикальные элементы – стеновые панели (столбы) и, объединяющие их, вертикальные связи. Данные связи включают в себя: вертикальные стыки между панелями стен, заведенные в плоскости стен плиты (участки перекрытий), и перемычки над проемами. Указанные горизонтальные связи являются связями сдвига, т.к. препятствуют взаимному сдвигу смежных вертикальных элементов.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		13

В настоящее время для расчета зданий применяется в основном метод конечных элементов (МКЭ) с использованием различных сертифицированных программных комплексов, которые учитывают фактическое расположение и свойств связей сдвига, наличия проемов в стенах и перекрытиях, также фактических свойств материалов [6].

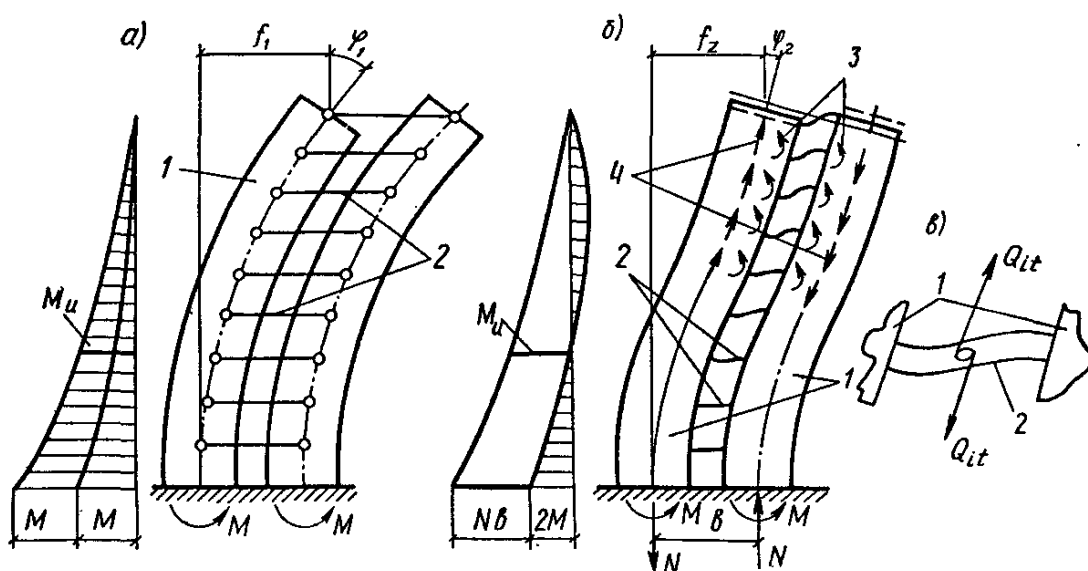


Рисунок 1.1 - Схема работы связей сдвига: а – шарнирных; б – реальных; в) – деталь деформирования связи (перемычки). 1 – столбы; 2 – связи; 3 – моменты; 4 – поперечные силы, передаваемые на столбы связями.

Монолитные шпоночные соединения являются разновидностью сборно-монолитных стыков. Теоретическому и экспериментальному исследованию шпоночных, в частности, и сборно-монолитных соединений посвящены работы многих советских, российских и зарубежных ученых: Г.Н. Запрутин, В.И. Лишак, Е. Горачек, Д. Пуме, И.И. Драгилов, В.А. Пашинский, О.А. Довженко, Н.М. Володин, И.Л. Герасимова, Г.Н. Ашкинадзе, А.В. Грановский, Г.В. Кашеев, П.И. Алексеев, С.К. Макаренко, В.И. Коноводченко, В.В. Погребной, П.Н. Коваль, В.А. Камейко, Н.В. Морозов, В.Г. Цимблер, И.А. Романова, Л.Д. Мартынова, Н.Г. Мартынова, Н.П. Абдулаева, С.В. Поляков, Г.Г. Шорохов, И.С. Дербенцев, С.А. Сонин, А.А. Карякин, И.А. Рохлин, Н.Н. Цапилев, В.С. Jensen, В. Chatveera, A. Cholewicki, W. Hanson, M.P. Collins, D. Michael, F.J. Vecchio,

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

S.H. Rizkalla, R.L. Serrette, J.S. Heuvel, S.D. Huey, A. Clarke, K.H. Gerstle [6, 9, 17, 20, 21, 43, 47].

Большинство исследований направлены на определение несущей способности и деформативности монолитных стыков сборных элементов. При этом варьировались следующие параметры: прочность бетона омоноличивания, высота и глубина шпонок, угол наклона граней шпонок, форма шпонок, ширина стыка, шаг шпонок, количество поперечного армирования стыка, усилие поперечного обжатия, шероховатость поверхности между монолитным и сборным бетонами. Исследуемые шпонки, как правило, проектировались на всю толщину сборных элементов, что позволяло оценить характер трещинообразования [6].

В результате проведенных экспериментальных исследований были установлены следующие суждения.

1. Арматура, нормально расположенная вертикальному стыку, включается в работу железобетонного шпоночного соединения только после разрушения шпонки. До образования трещин шпонка работает как бетонная. Кроме того, наличие арматуры в стыке качественно меняет его работу (появление трещин приводит к перераспределению усилий в стыке), таким образом, она становится упруго-пластичной [15]. Горизонтальное армирование стыка существенно увеличивает его несущую способность. При работе арматурных стержней в них возникают сдвигающие и растягивающие усилия. Первые несоизмеримо малы по сравнению со вторыми, поэтому ими пренебрегают при оценке несущей способности стыка [21].

2. Увеличение горизонтальных (нормальных стыку) сжимающих усилий способствует увеличению несущей способности шпоночного соединения на сдвиг. Стоит отметить, что увеличивается как усилие трещинообразования, так и предельное сдвигающее усилие в стыке с трещиной. После образования трещин сдвигающее усилие в стыке воспринимается за счет сил трения по берегам

					<i>08.03.01-2018 –187- ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		15

трещин, которые прямо зависят от сжимающего усилия нормального стыку и сил обжатия стыка горизонтальной арматурой [21].

3. Несущая способность многошпоночного соединения не является суммой несущих способностей отдельных шпонок [15].

4. На прочность стыкового соединения при восприятии сил сдвига, направленных вдоль шва, существенно влияет шероховатость соединяемых поверхностей сборного и монолитного бетонов [31]. При обеспечении чистых шероховатых поверхностей несущая способность соединения приближается к шпоночным.

5. Влияние вертикальных нормальных напряжений в стыке мало сказывается на его несущей способности и податливости при восприятии сдвиговых усилий. Данный фактор позволяет проектировать многошпоночные соединения исходя из сдвигающих усилий, т.е. без учета потока сжимающих усилий, направленных вдоль стыка.

6. При восприятии сдвиговых усилий шпоночными соединениями образуется распор – сжимающее усилие, нормальное стыку. Величина распора составляет в зависимости от угла наклона граней шпонок α от 0,15 до 0,4 от сдвигающего усилия T . Отмечено, что распор образуется даже при отсутствии наклона граней. Так при $0^\circ < \alpha < 35^\circ$ величина распора составляет до 15% от сдвигающего усилия T [17].

7. Увеличение ширины шпоночного стыка не значительно снижает его несущую способность [6]. Увеличение отношения $\frac{t_{шп}}{h_{шп}}$ приводит к снижению несущей способности стыка [9].

8. Исследователи [17] определили характерные виды разрушения шпонок, которые могут происходить по следующим причинам:

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						16
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

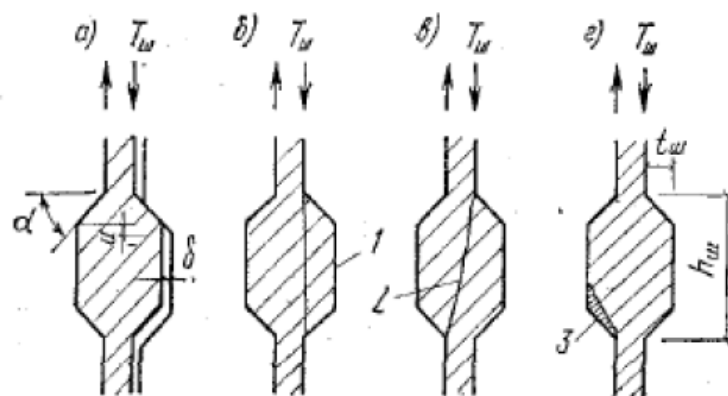


Рисунок 1.2 - Характерные виды разрушения шпонок. 1 – трещина среза шпонки; 2 – наклонная трещина; 3 – разрушение от смятия

а) смещение без разрушения бетона омоноличивания, т.е. смежные сборные элементы смещаются, имеет место удлинение (разрыв) поперечной арматуры;

б) скалывание по вертикальной или наклонной трещине соединяющие противоположные углы шпонки;

в) смятие шпонки в опорных поверхностях.

9. Автором [9] предложен вариационный метод на основе теории пластичности бетона, учитывающий характер разрушения шпонок и полную совокупность определяющих факторов прочности.

На сегодняшний день было проведено многочисленными исследования бетонных монолитных вертикальных шпоночных соединений с целью определения предельного сдвигающего усилия в шве. Таким образом, выделяют следующие характерные виды разрушения шпонок в соединении:

- сдвиг по опорной грани шпонки;
- смятие опорной грани;
- срез по наклонной трещине.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

Среди факторов, которые обуславливают прочность шпонки, выделяют: характеристики прочности бетона, геометрические параметры стыка и армирование.

Пособие [27] регламентирует прочность при сдвиге V_{kb} одной шпонки бетонного шпоночного соединения принимается равной меньшему из значений усилий от следующих видов разрушения:

- разрушение бетонной шпонки от среза:

$$V_{sh,b} = 1,5R_{bt} A_{sh}, \quad (1)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

A_{sh} – площадь среза шпонки.

- разрушение бетонной шпонки от смятия:

$$V_{c,b} = R_{b,loc} A_c, \quad (2)$$

где $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, для одиночных шпонок $R_{b,loc} = 1,5R_b$, для многошпоночных соединений $R_{b,loc} = R_b$;

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

A_c – площадь смятия.

- разрушение бетонной шпонки от образования наклонной трещины:

$$V_{crc,b} = 0,7R_{bt} A_j, \quad (3)$$

где A_j – площадь продольного сечения стыка:

$$A_j = S_k b_{mon},$$

где S_k – шаг шпонки;

b_{mon} - размер по толщине стены полости замоноличивания стыка.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
						18
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Аналогичные формулы для определения несущей способности шпонки при сдвиге $T_{шп}$ предложены ведомственными строительными нормами [13], где $T_{шп}$ принимается равной меньшей из величин несущей способности, рассчитанной по нижеприведенным формулам:

- при расчете на срез применяется следующее выражение:

$$T_{ср} = 1,5R_{bt}A_{sh}, \quad (4)$$

- при расчете на смятие:

$$T_{см} = R_{b,loc} A_c, \quad (5)$$

где $R_{b,loc} = R_b$, при бетоне класса В25 и ниже; $R_{b,loc} = 13,5R_{bt}$ – для бетонов классов выше В25;

- при расчете на образование наклонной трещины:

$$T_{накл} = \gamma_{нак} R_{bt} S_k t, \quad (6)$$

где S_k – шаг шпонок;

t – толщина панелей, соединяемых шпонками;

$\gamma_{нак}$ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\gamma_{нак} = \frac{h_{шп}}{t_{шв} + t_{шп}},$$

где $h_{шп}$ – высота площадки среза;

$t_{шв}$ – ширина вертикального шва;

$t_{шп}$ – глубина шпонки от торца панели.

Или принимают данный коэффициент $\gamma_{нак} = 0,7$.

В действующем нормативном документе [33] существует формула для определения несущей способности шпоночного соединения:

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						19
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$$V_{sh,b} = 2R_{bt}A_{sh} \quad (7)$$

Определение несущей способности бетонного шпоночного соединения рассмотрено европейским техническим кодексом [38]:

$$V_{sh,b} = c R_{bt}A_{sh} \leq 0,5\nu R_b A_{sh}, \quad (8)$$

где $V_{sh,b}$ - расчетное сопротивление шпоночного соединения сдвигу;

c – степень шероховатости поверхности, для шпоночной поверхности $c = 0,5$;

ν - понижающий коэффициент к прочности бетона, определяемый по формуле:

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{\bar{R}}{250} \right),$$

где \bar{R} – кубиковая прочность бетона омоноличивания стыка.

В [38] расчетную прочность бетона на сжатие определяют в зависимости от прочности бетона цилиндра:

$$R_b = \alpha_{cc} R_{b,cy} / \gamma_c,$$

где $\alpha_{cc} = 0,85$ – коэффициент, учитывающий длительное действие сжимающей силы;

$\gamma_c = 1,5$ – коэффициент условий работы.

Исследователями [16,30] предложены аналогичные методики определения прочности бетонного шпоночного соединения с учетом кубиковой прочности бетона омоноличивания стыка соответственно:

$$V_{sh,b} = 2,1 A_{sh} \sqrt{\bar{R}}; \quad (9)$$

$$V_{sh,b} = 1,7 A_{sh} \sqrt{\bar{R}}. \quad (10)$$

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		20

В результате проведения серии экспериментов [42] тайские ученые построили следующую линейную зависимость для определения несущей способности шпоночного соединения:

$$T=0,073A_{\text{шп}} \bar{R} \quad (11)$$

Группа исследователей из Канады и США [47] подразделяют работу шпоночного соединения при воздействии нагрузки на три стадии. Для первой стадии характерна работа стыка без трещин и появление наклонных трещин в шпонках стыка, это происходит при нагрузке трещинообразования – $T_{\text{срс}}$. После появления указанных трещин, сдвигающее усилие в стыке воспринимает сжатый фрагмент растворного шва на участке между смежными наклонными трещинами. Разрушение наклонных элементов данных участков, характеризующееся образованием трещин от главных растягивающих напряжений, принимается за окончание второго этапа (при достижении максимальной нагрузки – T_m). На третьем этапе способность воспринимать сдвигающее усилие стыком зависит в основном от горизонтального усилия обжатия образца и трения между сборными элементами стен, и разрушенным бетоном омоноличивания (характеризуется предельной несущей способностью стыка – T_u).

Исследователями получены следующие зависимости, подтвержденные экспериментами:

- величина несущей способности по образованию наклонных трещин в шпонках:

$$V_{\text{срс},b} = \mu\sigma_n(A_c - n t_{\text{шп}} t \cdot \tan\theta) + \sqrt{R_{bt}(R_{bt} + \sigma_n)} A_{\text{срс}}, \quad (12)$$

где μ - коэффициент трения бетона о бетон, принимаемый равным 0,6;

σ_n - нормальные напряжения сжатия, вызванные обжатием стыка в поперечном направлении;

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						21
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

$A_c = t \cdot L$ – площадь стыка в продольном направлении (t – толщина стены, L – длина стыка);

n , $t_{шп}$, $\tan\theta$ – соответственно количество шпонок в стыке, их глубина и тангенс угла наклона граней;

$A_{crc} = n \cdot t \sqrt{h_{шп}^2 + t_{шп}^2}$ – суммарная площадь поперечного сечения образующихся диагональных трещин в шпонках многошпоночного соединения.

- величина предельной несущей способности стыка, исходя из линейной аппроксимации полученных результатов:

$$V_u = 0,2 \sqrt{R_b} A_c + 0,5 \sigma_n A_c, \quad (13)$$

в данной формуле коэффициент трения занижен до 0,5 из-за образования многочисленных трещин внутри шва.

Автором [9] разработан вариационный метод для расчета прочности бетонных шпоночных соединений на основе теории пластичности бетона, который рассматривает характер их разрушения и полную совокупность влияющих факторов, к которым относятся:

- расчетные сопротивления бетона осевому сжатию R_b и растяжению R_{bt} ;
- геометрические параметры шпонок: $t_{шп}$ (глубина шпонки от торца панели), $h_{шп}$ (высота шпонки), $b_{шп}$ (ширина шпонки);
- форма шпоночного соединения;
- угол наклона опорной поверхности ψ ;
- уровень обжатия σ/R_b ;
- армирование R_s ;
- количество шпонок n .

Приведена формула автора [9] для определения несущей способности шпоночного соединения по образованию наклонной трещины имеет вид:

$$q'_u = m \left([2B\sqrt{(k - tg\beta)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (k - tg\beta)] \frac{tg\alpha - t_j/h_{шп}}{(tg\alpha + tg\beta)} + R_{bt} (k + tg\alpha) \frac{tg\beta + t_j/h_{шп}}{(tg\alpha + tg\beta)} + \frac{R_{sw}A_{sw}k}{mh_{шп}b_{шп}} \right) \frac{1}{\gamma}, \quad (14)$$

где $B = \sqrt{\frac{(1+\chi)/(1-\chi)^2}{3}}$ – параметр, зависящий от коэффициента $\chi = \frac{R_{bt}}{R_b}$;

$m = R_b - R_{bt}$ – разница расчетных сопротивлений бетона осевому сжатию и растяжению соответственно;

$\gamma = \frac{t_{шп}}{h_{шп}}$ – отношение глубины шпонки к ее высоте;

$k, tg\alpha$ и $tg\beta$ – параметры кинематической схемы разрушения.

Приведена формула [9] для определения несущей способности шпоночного соединения на срез имеет следующий вид:

$$q_u = \left(m [2B\sqrt{(tg\beta - k)^2 + 0,25(ktg\beta + 1)^2} - (tg\beta - k)] \frac{h_{шп}tg\alpha}{(tg\alpha + tg\beta)} + R_{bt}(k + tg\alpha) \frac{h_{шп}tg\beta}{(tg\alpha + tg\beta)} \right) \frac{1}{\gamma} \quad (15)$$

Применяя вышеуказанные формулы, был построен график сопоставления по определению несущей способности стыка в зависимости от призмной прочности бетона его омоноличивания.

						08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата			23

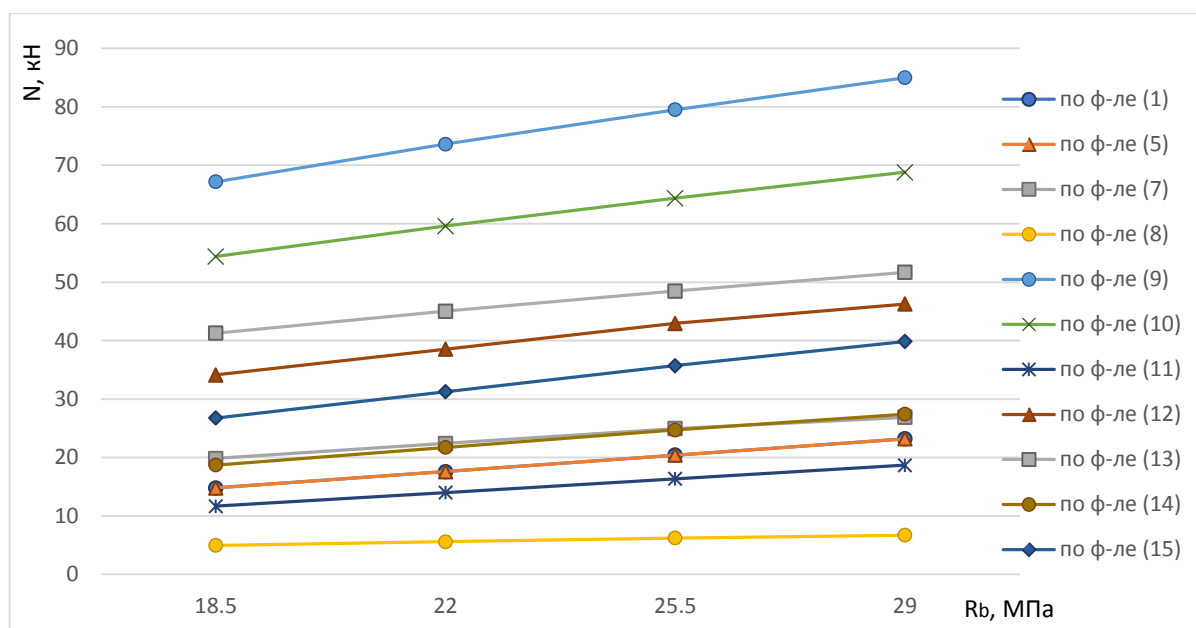


Рисунок 1.3 - Результаты по определению несущей способности существующими методиками в зависимости от призмочной прочности бетона

Деформативность вертикальных стыковых соединений при их сдвиге определяют по кривой, характеризующей зависимость взаимного смещения и соединяемых элементов от сдвигающего усилия T .

При деформировании железобетонных шпоночных соединений можно выделить три характерные стадии. Первая – стадия условно-упругого деформирования, протекающая от начала нагружения до появления первой трещины. После этого начинается вторая стадия – стадия упругопластического деформирования, которая протекает вплоть до полного исчерпания несущей способности стыка [6].

В проведенных исследованиях [18] предложен метод определения податливости стыков. Жесткость одной шпонки (как обратная величина податливости) определяется как жесткость деформирующейся бетонной призмы согласно следующей формуле:

$$K_{шп} = \frac{G \cdot A_{ср}}{k_{\xi} \cdot (t_{шв} + t_{шп})}, \quad (16)$$

где G – модуль сдвига бетона;

k_{ξ} – коэффициент, учитывающий влияние начальных трещин и других дефектов, а также уровень нагрузки.

Данный коэффициент k_{ξ} изменялся для различных опытов от 10 до 50, что говорит об эмпирическом характере полученных зависимостей.

Лишак В.И. [18] ссылается и на испытания, проведенные в МНИИТЭП, которые показали, что податливость шпоночных стыков зависит от обжатия площадки смятия. В связи с этим, податливость шпоночного стыка предложено определять, как сумму податливостей площадок смятия

$$\lambda_{\text{см}} = \frac{l_{\text{см}}}{E \cdot A_{\text{см}}} \quad (17)$$

и шпонки

$$\lambda_{\text{шп}} = \frac{2t_{\text{шв}} + t_{\text{шп}}}{G \cdot A_{\text{ср}}} \quad (18)$$

В данных формулах $l_{\text{см}} = 500$ мм - условная длина шпонки. Такой принцип указан в нормах [13], в которых для определения податливости приведена формула:

$$\lambda_{\text{шп}} = \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{2l_{\text{см}}}{A_{\text{см}}} + \frac{2t_{\text{шв}} + t_{\text{шп}}}{0,4 \cdot A_{\text{ср}}} \right) \quad (19)$$

В нормах [27] для бетонных шпоночных соединений приведена формула для определения коэффициент податливости при взаимном сдвиге сборного элемента и бетона замоноличивания на стадии до образования трещин:

$$\lambda_{\text{тв}} = l_{\text{loc}} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + \frac{1}{E_{\text{мон}}} \right) \cdot \frac{1}{A_{\text{loc}} \cdot n_k} \quad (20)$$

где n_k – количество однотипных шпонок между сборными элементами;

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		25

E_b – модуль деформации бетона сборного элемента, МПа;

E_{mon} — то же, бетона замоноличивания вертикального стыка, МПа.

после образования трещин – как сумму

$$\lambda_{ts} = \lambda_{tb} + \lambda_{ts},$$

где λ_{ts} - учитывает податливость поперечной арматуры.

Нормы [27] используются в настоящее время для назначения жесткостных параметров при расчете крупнопанельных зданий методом конечных элементов на ЭВМ.

Указанные в нормах формулы для оценки податливости стыков на первой и второй стадии деформирования при сдвиге стыка дают заниженное на порядок значение податливости по сравнению с экспериментом, поэтому для оценки податливости шпоночных стыков на сдвиг рекомендуется использовать результаты натуральных испытаний.

На основании проведенного обзора можно сделать следующие выводы.

1. На сегодняшний день существуют различные конструктивные схемы стыков крупнопанельных зданий. Монолитные стыки являются наиболее жесткими, экономичными и технологичными.

2. Методика, полученная отечественными исследователями, отражает варианты разрушения шпоночного соединения и получена на основе наибольшего числа экспериментальных исследований.

3. В настоящее время существует большое количество методик определения несущей способности бетонного шпоночного соединения, но как следует из рисунка 1.3, они дают совершенно разные результаты.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		26

4. Несущая способность вертикального монолитного бетонного шпоночного соединения возрастает с увеличением класса бетона его омоноличивания.

5. Формула, заложенная в европейских нормах [38], дает минимальные результаты для определения сопротивления шпоночного соединения сдвигу. Вероятно, данный факт связан с неприменением данной формулы для определения несущей способности бетонного стыка.

6. Методики, предложенные авторами [16,30], дают наибольшие значения несущей способности бетонного шпоночного соединения. Близкие статистические результаты показывают формулы, предложенные [9] и [47].

7. Существующие методы определения несущей способности шпоночных соединений разработаны для их применения в проектировании и строительстве типовых зданий.

					<i>08.03.01- 2018 –187- ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		27

2. РАЗРАБОТКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ МЕТОДИКИ

Перед проведением испытаний образцы подвергались визуальному осмотру для установления наличия дефектов в виде трещин, околлов ребер, раковин и инородных включений [3].

После монтажа образцов в проектное положение и установки домкрата, на их поверхности стационарно закрепляли (приклеивали) приспособления для установки приборов.

Испытания осуществляли поэтапно последовательным нагружением вплоть до разрушения образцов.

Нагрузка на испытываемые образцы создавалась при помощи домкрата, ступенями. Величина ступени нагружения составляла 2 кН. Нагрузка прикладывалась по оси симметрии стеновых панелей.

В процессе испытаний контролировали следующие величины:

- абсолютные деформации взаимного сдвига между сборными элементами стеновых панелей с помощью индикаторов часового типа ценой деления 0,01 мм и 0,001 мм;

- абсолютные деформации отрыва-сжатия сборных элементов друг относительно друга с помощью индикаторов часового типа ценой деления 0,001 мм.

На каждом этапе нагружения оценивалось состояние образцов, места образования и ширина раскрытия трещин, также их развитие. Ширина раскрытия трещин определялась с помощью измерительного микроскопа МПБ-2 с ценой деления 0,05мм. При ширине раскрытия трещин более 3,0 мм приборы снимали, и образец доводили до полного разрушения.

Перед проведением испытаний определяли прочность бетона раствора шва и бетона сборных панелей образцов на сжатие разрушающим методом. Испытание проводили на стандартных образцах-кубах с размерами граней 100x100 мм как для бетона сборного элемента, так и для бетона раствора шва.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		28

Испытания осуществляли поэтапно при последовательном нагружении до исчерпания несущей способности (разрушения) самих образцов-кубов на испытательном прессе ПГ-100 А. Данное испытание проводилось в соответствии с требованиями [5].

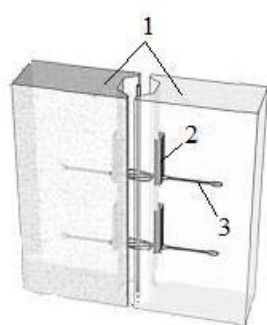
Во всех испытываемых образцах за разрушающую принимали максимальную величину нагрузки, полученную по показаниям манометра прессы независимо от ширины раскрытия трещин.

					<i>08.03.01-2018 –187- ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		29

3.ПРОВЕДЕНИЕ НАТУРНЫХ ИСПЫТАНИЙ УЗЛОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ

Для проведения испытаний применялись шпоночные стыки с арматурными соединениями типа «стык Передерия». За основу были приняты узлы сопряжения стеновых панелей, разработку которых ведет финская компания «Reikko». Отличительной особенностью является следующее, в качестве петли применяется оцинкованная тросовая арматура вместо петлевого выпуска стержневой. Конструктивно данная петля компании «Reikko» представляет собой закрытую металлическую коробку из тонкой жести, внутри которой находится тросовая петля из нержавеющей стали (рисунком 3.1).

а)



б)



Рисунок 3.1 – а) модель стыка б) петля компании «Reikko». 1 – стеновые панели; 2 – жестяная коробка; 3 – тросовая петля

За основу при проектировании опытных образцов были приняты натурные фрагменты вертикального стыка двух типов:

- линейный шпоночный узел сопряжения наружных панелей, армированный тросовыми петлями в поперечном направлении и стержнем $\varnothing 16$ мм класса А400 – в продольном, омоноличенный мелкозернистым бетоном;

- Т-образный шпоночный узел сопряжения двух наружных панелей и одной внутренней, армированный тросовыми петлями в поперечном

направлении и стержнем $\varnothing 16\text{мм}$ класса А400 – в продольном, омоноличенный мелкозернистым бетоном.

Конструкция испытываемых образцов предусматривает возможность оценки работоспособности и жесткости узлов, обеспечивающих передачу усилий в крупнопанельном здании.

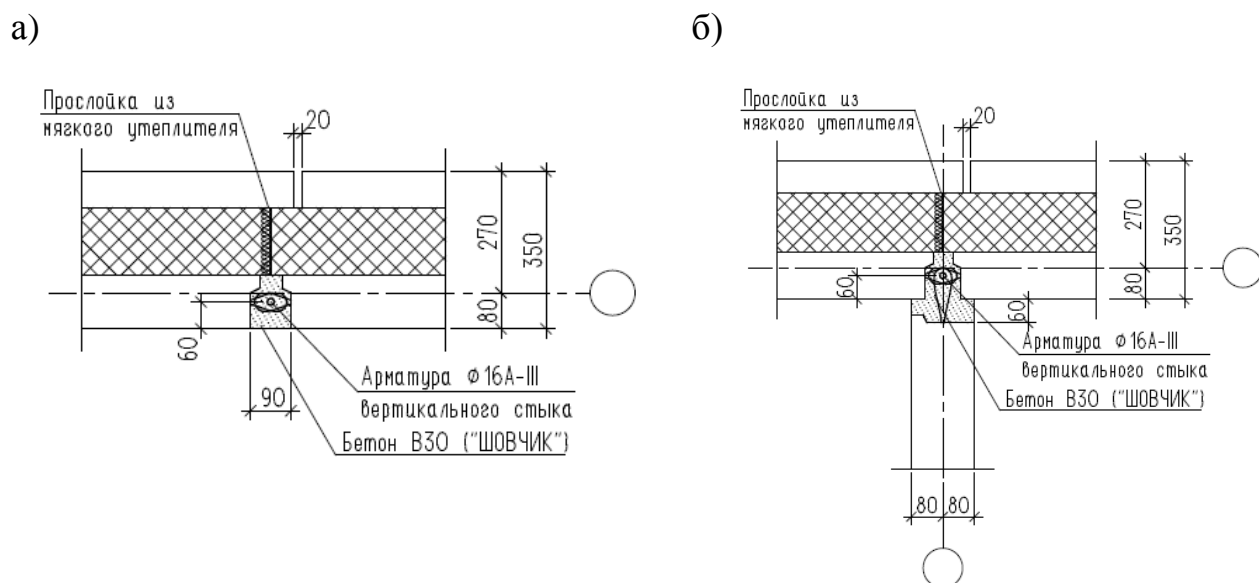


Рисунок 3.2 – а) – линейный узел сопряжения стеновых панелей;
 б) – Т-образный узел сопряжения стеновых панелей

В связи с этим были запроектированы 2 типа образцов, и испытывалось по три образца каждого типа (всего 6 шт.).

Образцы LS представляют собой фрагменты вертикальных стыков сопряжения наружных стеновых панелей. Образец состоит из двух бетонных элементов – фрагментов наружных стен размерами 120x365x660 мм. Класс бетона сборных элементов принят равным В22,5, бетона омоноличивания – В30. Фактические значения прочностей материалов образца на момент испытания указаны в таблице 1.

Таблица 1 – Результаты определения прочности бетона раствора шва и бетона сборного элемента образцов LS120 разрушающим методом

Образец	№ куба	Кубы шва (100x100 мм)		Кубы панели (100x100 мм)	
		R, Мпа	\bar{R} , Мпа	R, Мпа	\bar{R} , Мпа
LS 120-1	1	35,5	35,7	34,5	34,6
	2	35,6		33,6	
	3	36,1		34,7	
LS 120-2	1	36,3	36,3	35,1	35,2
	2	36,5		35,3	
	3	36,0		35,2	
LS 120-3	1	37,8	37,9	36,3	36,1
	2	38,0		35,4	
	3	37,9		35,8	

Начальные (усадочные) трещины на поверхности образца LS120-1 отсутствовали. При сдвигающей нагрузке на стык, составляющей 30 кН, произошло перераспределение усилий между элементами сопровождающееся характерным щелчком. Трещинообразования не наблюдалось вплоть до разрушения образца. Образец разрушился по бетону сборного элемента с образованием трещин и выколов в плоскости параллельной продольной оси стыка под углом 30-35° к поверхности монолитного бетона при этом шпонки и монолитный шов не разрушились. Разрушение произошло при нагрузке, составляющей 62 кН.

Абсолютные деформации взаимного сдвига сборных элементов росли с ростом нагрузки при этом, происходил поступательный отрыв одного из сборных элементов от монолитного бетона. Максимальная величина отрыва была достигнута к моменту разрушения и составила 0,28мм. Максимальный

сдвиг между элементами в момент разрушения составил 0,18мм.

Начальные (усадочные) трещины на поверхности образца LS120-2 отсутствовали. В процессе приложения сдвигающего усилия, показания приборов, измеряющих сдвиг, увеличивались пропорционально росту нагрузки вплоть до последних этапов. Разрушение образца LS120-2 качественно было аналогичным образцу LS120-1, однако произошло при нагрузке 48кН. Таким образом, разрушение носило хрупкий характер.

Максимальная величина взаимных сдвиговых перемещений составила 0,103мм. Что касается деформаций отрыва сборных элементов друг от друга в направлении нормальном шву, то, в отличие от образца LS120-1, на первых этапах наблюдался взаимный поворот сборных элементов, а начиная с усилия 26кН – поступательный отрыв. При этом максимальная величина поступательного отрыва сборных элементов друг относительно друга в направлении нормальном шву составили 0,026мм, что почти на порядок меньше таковых на первом образце серии.

Начальные (усадочные) трещины на поверхности образца LS120-3 также отсутствовали. В процессе приложения сдвигающего усилия, показания приборов, измеряющих сдвиг, росли пропорционально росту сдвигающего усилия. У данного образца, в отличие от предыдущих образцов серии, наблюдался явный взаимный поворот сборных элементов. О повороте свидетельствуют разнонаправленные приращения абсолютных деформаций отрыва на противоположных концах стыка. В связи с этим, указанный образец разрушился значительно раньше – уже при усилении 26кН. А разрушение было вызвано в основном взаимным поворотом сборных элементов. Разрушение носило хрупкий характер и сопровождалось клиновидным раскрытием трещины на границе контакта сборного и монолитного бетона, а также разрушением одного из сборных элементов.

Максимальная из величин перемещений сдвига составила 0,021мм, что, в целом, аналогично предыдущим образцам серии при соответствующей нагрузке.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		33

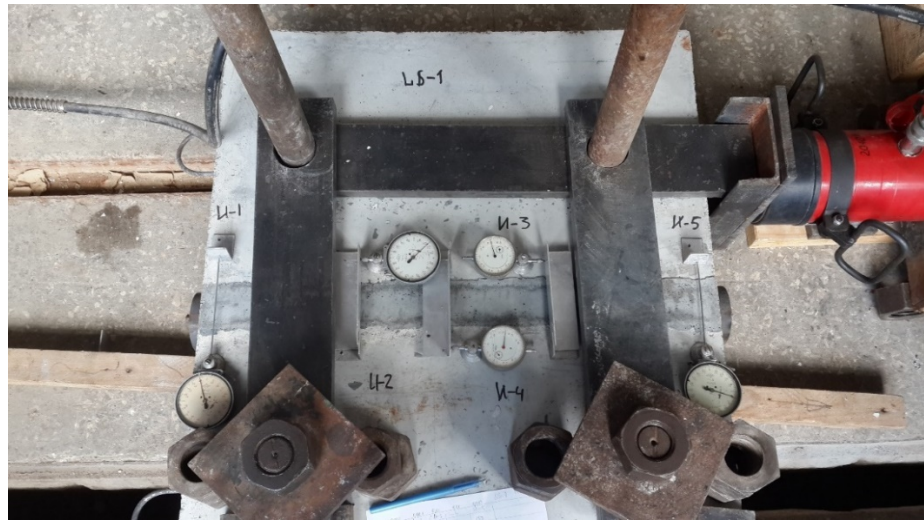


Рисунок 3.3 – Фото образца типа LS120 перед испытанием

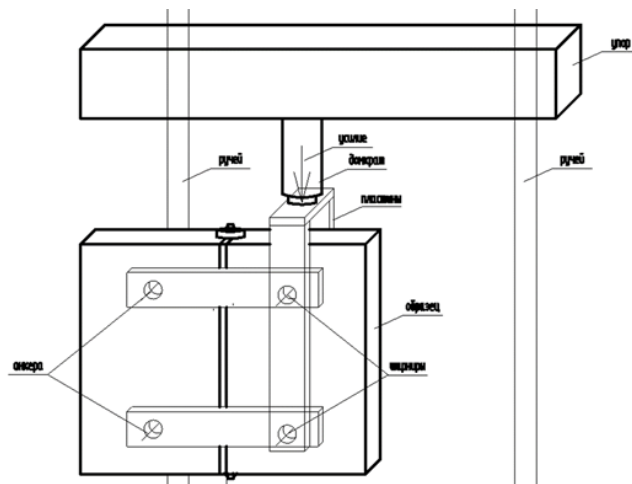


Рисунок 3.4 – Схема испытания образца типа LS120

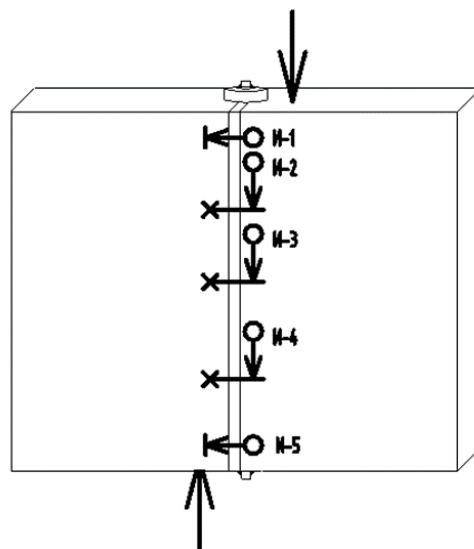


Рисунок 3.5- Схема расстановки измерительных приборов на образце

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

08.03.01- 2018 –187- ПЗ

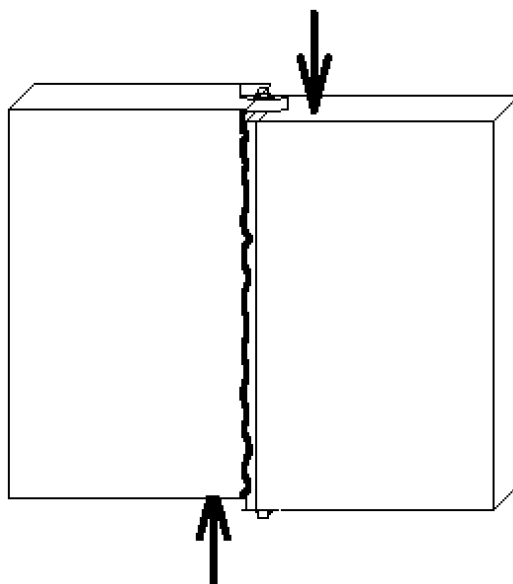


Рисунок 3.6 – Характерная картина разрушения образца типа LS120



Рисунок 3.7 – Фото образца типа LS120 после испытания

Графики абсолютных деформаций сдвига сборных элементов образцов представлены на рисунке 3.8.

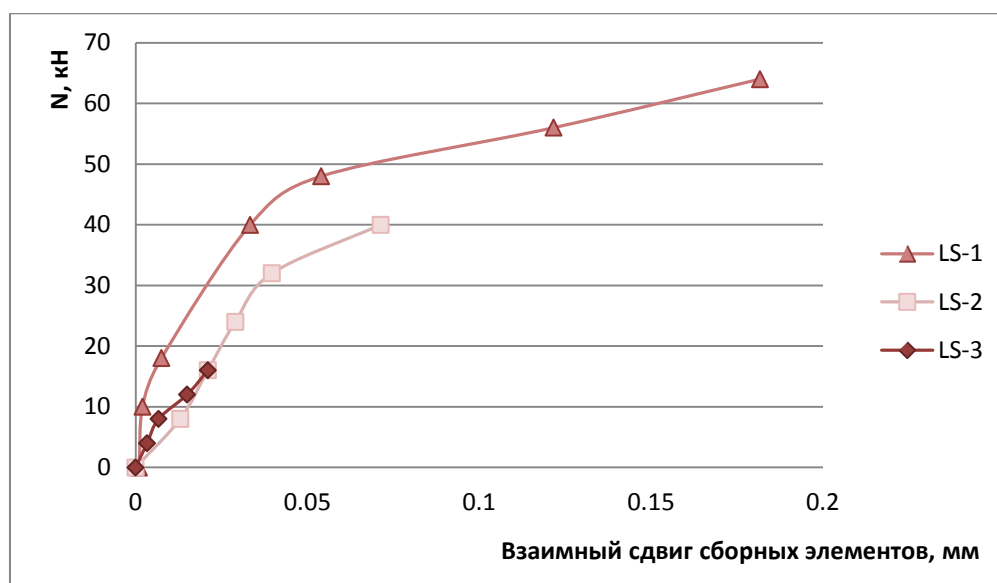


Рисунок 3.8 – Графики абсолютных деформаций сдвига сборных элементов образцов

Для данных стыков характерны следующие стадии деформирования. Первая стадия, условно называемая упругой, характеризуется отсутствием трещин (вертикальное смещение $\leq 0,05$ мм), протекающая от начала нагружения до появления первой трещины. На второй стадии – стадии упругопластического деформирования образуются видимые трещины на образцах (вертикальные смещения $\geq 0,05$ мм), которая протекает вплоть до потери несущей способности стыка.

Поскольку образец LS120-3 выделяется из общего ряда образцов, то в дальнейшем ходе данной работы не рассматривается.

Образцы TS120 представляют собой фрагменты Т-образных вертикальных стыков сопряжения внутренней и наружных стеновых панелей. Образец состоит из трех бетонных элементов: фрагмента внутренней стеновой панели размерами 160x340x660 мм и двух фрагментов наружных стен размерами 120x365x660 мм. Класс бетона сборных элементов принят равным В22,5, бетона моноличивания – В30. Фактические значения прочностей материалов образца на момент испытания указаны в таблице 2.

Таблица 2 – Результаты определения прочности бетона раствора шва и бетона сборного элемента образцов TS120 разрушающим методом

Образец	№ куба	Кубы шва (100x100 мм)		Кубы панели (100x100 мм)	
		R, Мпа	\bar{R} , Мпа	R, Мпа	\bar{R} , Мпа
TS 120-1	1	35,2	35,4	35,5	35,6
	2	35,6		35,6	
	3	35,4		35,7	
TS 120-2	1	36,3	36,3	35,1	35,2
	2	36,5		35,3	
	3	36,0		35,2	
TS 120-3	1	37,8	37,9	36,3	36,1
	2	38,0		35,4	
	3	37,9		35,8	

Начальные (усадочные) трещины на поверхности образца TS120-1 отсутствовали. При сжимающей нагрузке на стык, составляющей 35 кН, произошло перераспределение усилий между элементами сопровождающееся характерным щелчком. Первые трещины образовались при нагрузке 90 кН, в монолитном бетоне под углами 35-45° к оси приложения нагрузки, их ширина раскрытия составила 0,05мм и монотонно увеличивалась с ростом нагрузки. Помимо указанных, при нагрузке 100 кН появились трещины, проходящие по контакту раствора омоноличивания и сборных элементов.

Абсолютные деформации сдвига элемента внутренней стеновой панели относительно наружных монотонно росли с ростом нагрузки в стыке вплоть до образования первых наклонных трещин в монолитном шве.

Приращение абсолютных деформаций отрыва дважды меняло знак в процессе нагружения, это говорит о вероятном перераспределении усилий в системе, соответствующему перемещениям сборного элемента внутренней

стеновой панели.

Разрушение образца TS120-1 произошло при нагрузке в стыке 120 кН, и сопровождалось появлением большого числа трещин, наклонных к оси приложения нагрузки, проходящих как в бетоне сборных элементов, так и в монолитном бетоне. На торцах образца трещины переходили в выколы. Картина разрушения и фото образца до и после испытания представлены следующих на рисунках.

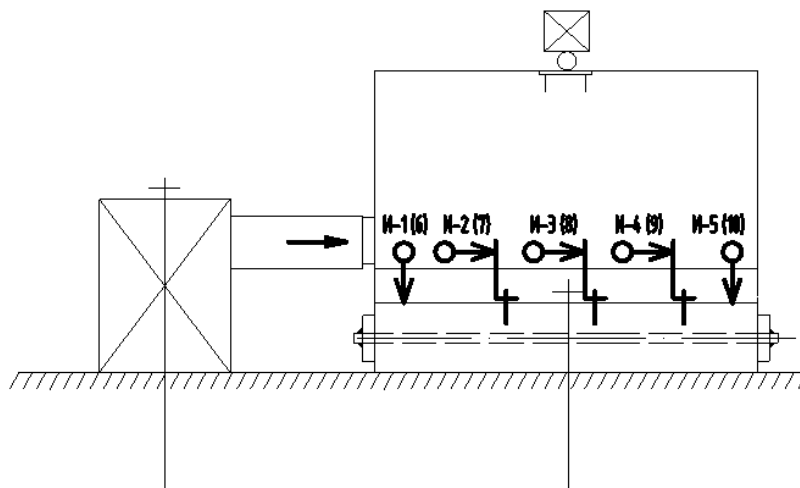


Рисунок 3.9 – Схема расстановки измерительных приборов на образце TS120



Рисунок 3.10 – Фото образца типа TS120 перед испытанием

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

08.03.01-2018 –187- ПЗ

Лист

38

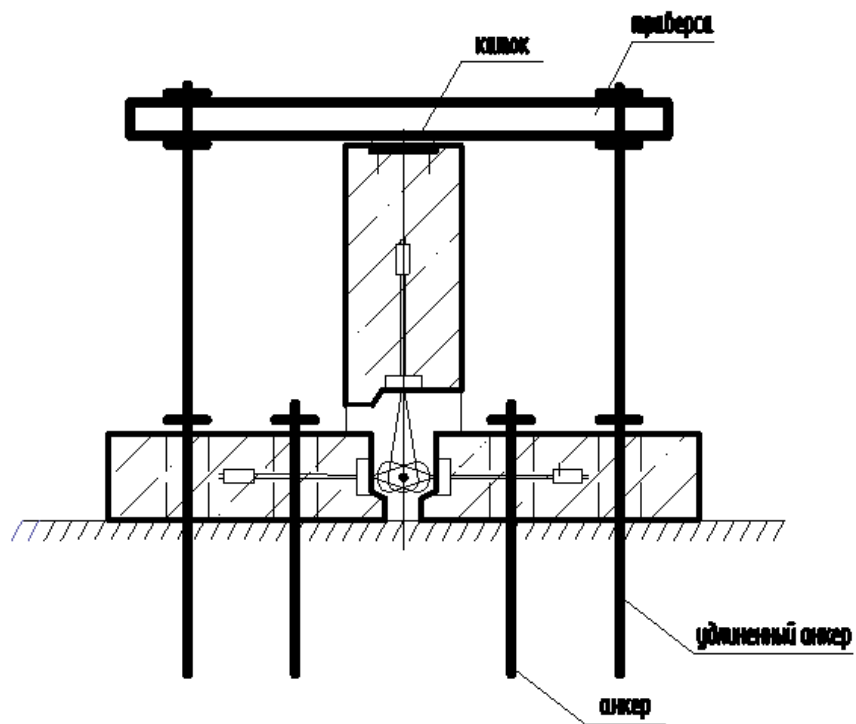


Рисунок 3.11 – Схема испытания образца типа TS120

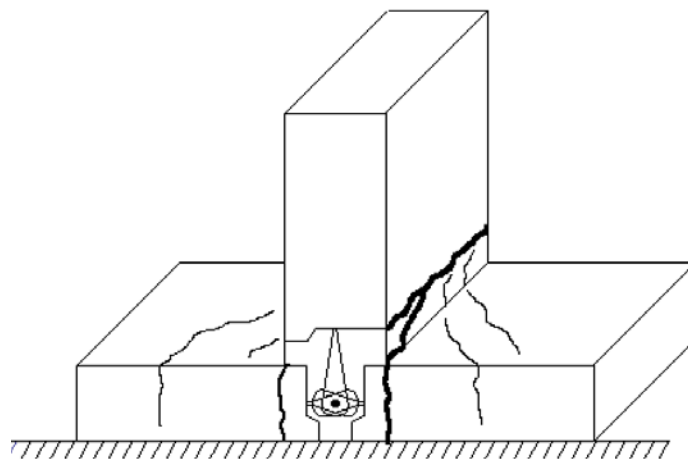


Рисунок 3.12 – Характерная картина разрушения образца типа TS120

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

08.03.01-2018 –187- ПЗ

Лист

39



Рисунок 3.13 – Фото образца типа TS120 после испытания

Начальные (усадочные) трещины на поверхности образца TS120-2 отсутствовали. В процессе приложения сдвигающего усилия, показания приборов, измеряющих сдвиг, монотонно росли до нагрузки, составляющей 48 кН. На этом этапе отмечен прирост скорости деформирования, сопровождающийся образованием и мгновенным раскрытием трещины, проходящей по контакту монолитного и сборного бетона, шириной раскрытия до 0,5 мм. Уже на следующем этапе приборы, фиксирующие отрыв элемента внутренней панели от наружных, зашкалили, что подтверждает ширину раскрытия вышеупомянутой трещины до 1,0 мм. При нагрузке 92 кН образовались наклонные к оси приложения нагрузки трещины в теле монолитного бетона. Указанные трещины раскрывались при нагружении и достигали 55мм к моменту разрушения образца.

Приращение абсолютных деформаций отрыва сменило знак при нагрузке 30 кН, смещения были по характеру аналогичными образцу TS120-1.

Разрушение образца TS120-2 произошло при нагрузке в стыке 112 кН, и сопровождалось появлением большого числа трещин, наклонных к оси приложения нагрузки, проходящих как в бетоне сборных элементов, так и в монолитном бетоне. На торцах образца трещины переходили в выколы.

Начальные (усадочные) трещины на поверхности образца TS120-3 также отсутствовали. В процессе приложения сдвигающего усилия, показания приборов, измеряющих сдвиг, монотонно росли до нагрузки, составляющей 64 кН.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
						40
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

На этом этапе отмечен прирост скорости деформирования, сопровождающийся образованием трещины, проходящей по контакту монолитного и сборного бетона, шириной раскрытия не более 0,05 мм. При нагрузке 88 кН ширина раскрытия данных трещин составляла 0,2мм. При нагрузке 96 кН образовались наклонные трещины в теле сборного элемента шириной раскрытия, не превышающей 0,05 мм.

Абсолютные сдвиговые перемещения изменялись с увеличением нагрузки равномерно вплоть до достижения усилия равного 64 кН.

Изменение абсолютных деформаций отрыва было аналогичным образцу TS120-1 – они дважды меняли знак. Первый раз при нагрузке 24 кН, второй – 56 кН.

Разрушение образца TS120-3 произошло при нагрузке в стыке 136 кН, и сопровождалось появлением большого числа трещин, наклонных к оси приложения нагрузки, проходящих как в бетоне сборных элементов, так и в монолитном бетоне. На торцах образца трещины переходили в выколы.

Графики абсолютных деформаций сдвига сборных элементов толщиной 160мм представлены на рисунке 3.14.

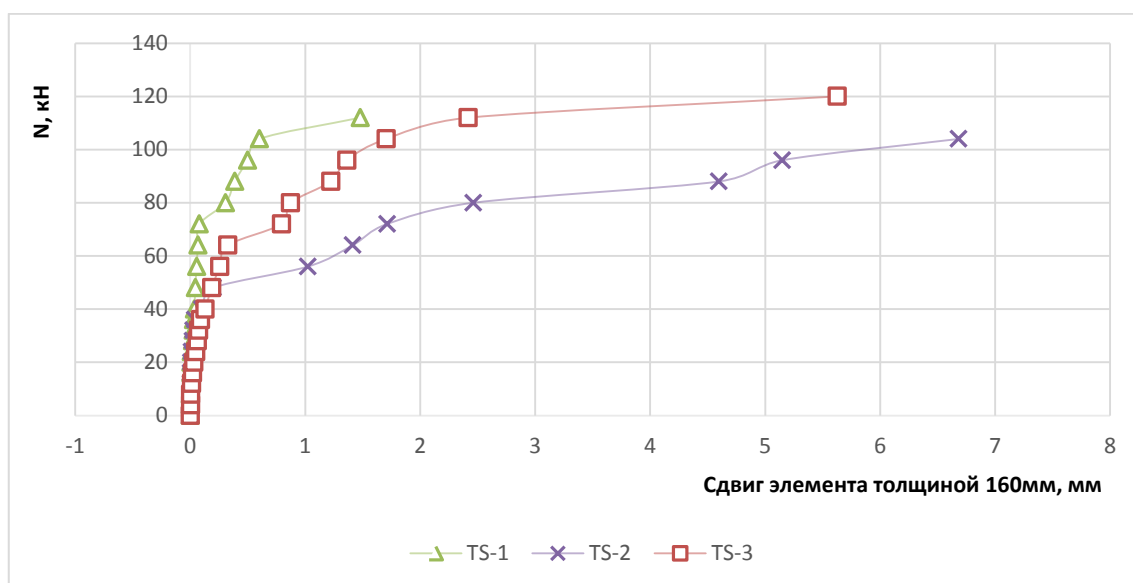


Рисунок 3.14 – Графики абсолютных деформаций сдвига сборных элементов толщиной 160мм

Результаты испытания образцов LS120 и TS120 занесены в таблицу 3.

Таблица 3 – Результаты натуральных испытаний

Тип	№	Факт. призм. прочность бетона $R_{сб}$, Мпа	Факт. призм. прочность раствора шва $R_{шв}$, Мпа	Несущая способность стыка ¹ , кН	Среднее значение усилия в группе, кН
LS120	1	24,5	25,4	48	40
	2	25,1	25,4	32	
TS120	1	25,4	25,2	72	42,7
	2	25,1	25,9	40	
	3	25,5	27	16	

¹ – значения усилий даны до образования трещин.

4. АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ

Целью анализа результатов проведенных испытаний является установление следующих параметров работы стыков:

- значений податливости шпоночного стыка при сдвиге;
- значения несущей способности стыка.

Данные параметры необходимы для проектирования и создания расчетных моделей конструкций многоэтажных крупнопанельных зданий с применением исследуемых стыков. Исходя из характера работы стыков при их сдвиге можно выделить две следующие фазы деформирования, первая – до образования наклонной трещины в стыке, вторая – после образования.

Податливость оценивалась путем линейной аппроксимации графиков деформирования на соответствующих участках деформирования. Полученные значения усреднялись по серии образцов. Результаты аппроксимации в графическом виде представлены на рисунке 4.1 для первой стадии деформирования образцов LS120, и на рисунке 4.2– для образцов TS120.

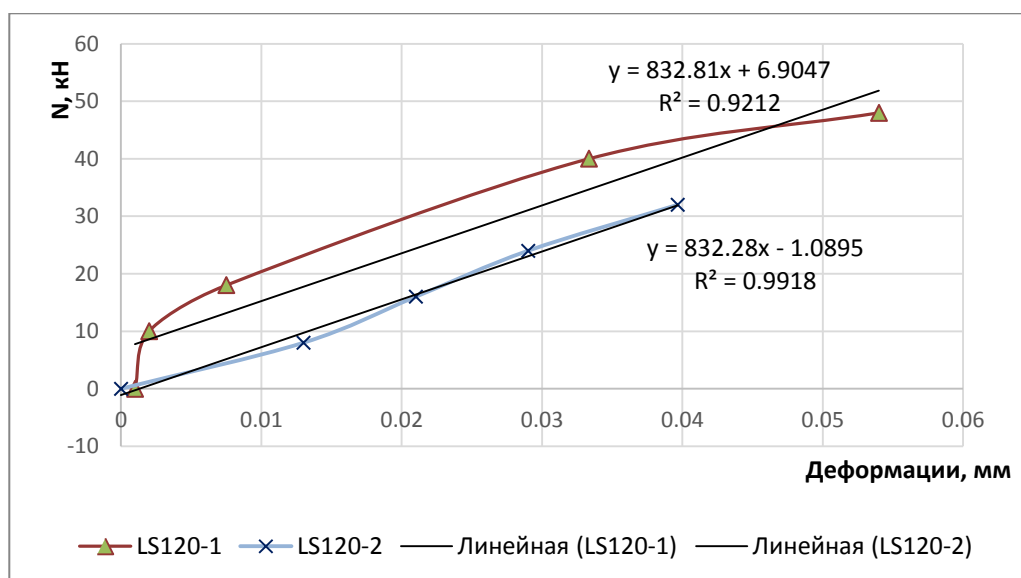


Рисунок 4.1 – График изменения деформаций образцов типа LS120 на первой стадии нагружения (до образования трещин)

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

08.03.01- 2018 –187- ПЗ

Лист

43

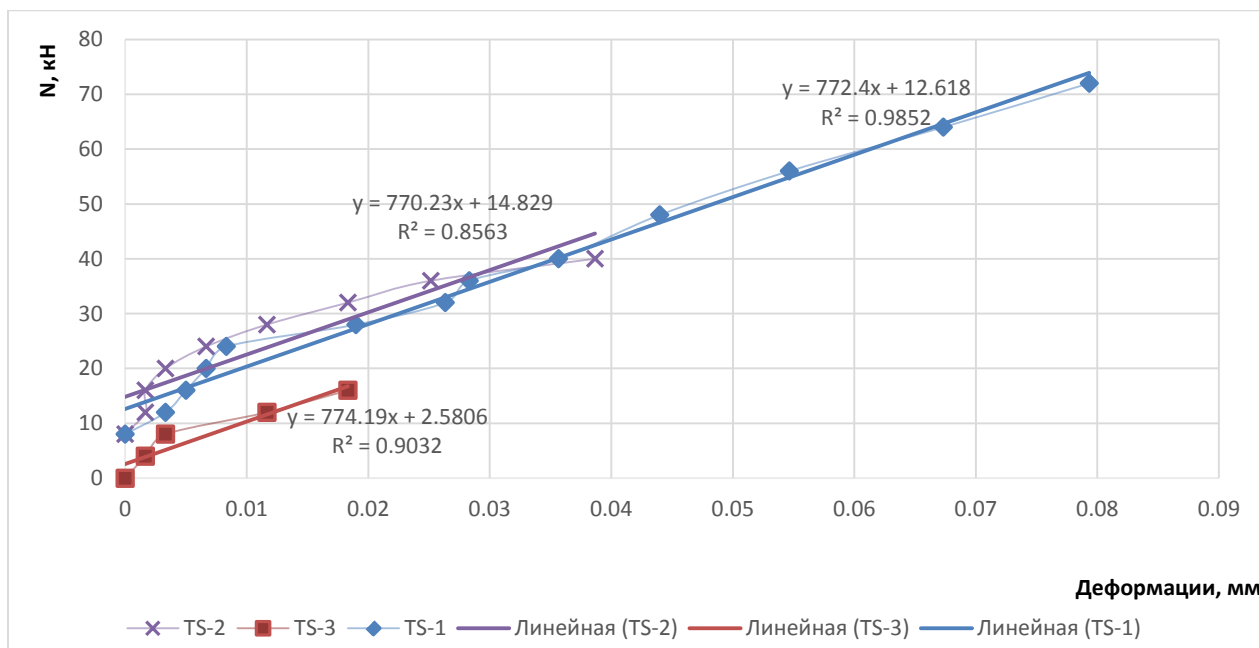


Рисунок 4.2 – График изменения деформаций образцов типа TS120 на первой стадии нагружения (до образования трещин)

Наибольшую однородность результатов показали испытания образцов типа TS120. Для образцов типа LS120 и TS120 были получены величины жесткости для первого этапа деформирования.

Применяя формулы из п.1 по определению несущей способности вертикального шпоночного стыка и результаты испытаний, построен график сопоставления результатов по определению несущей способности для стыка типа LS120 в зависимости от призмочной прочности бетона его омоноличивания.

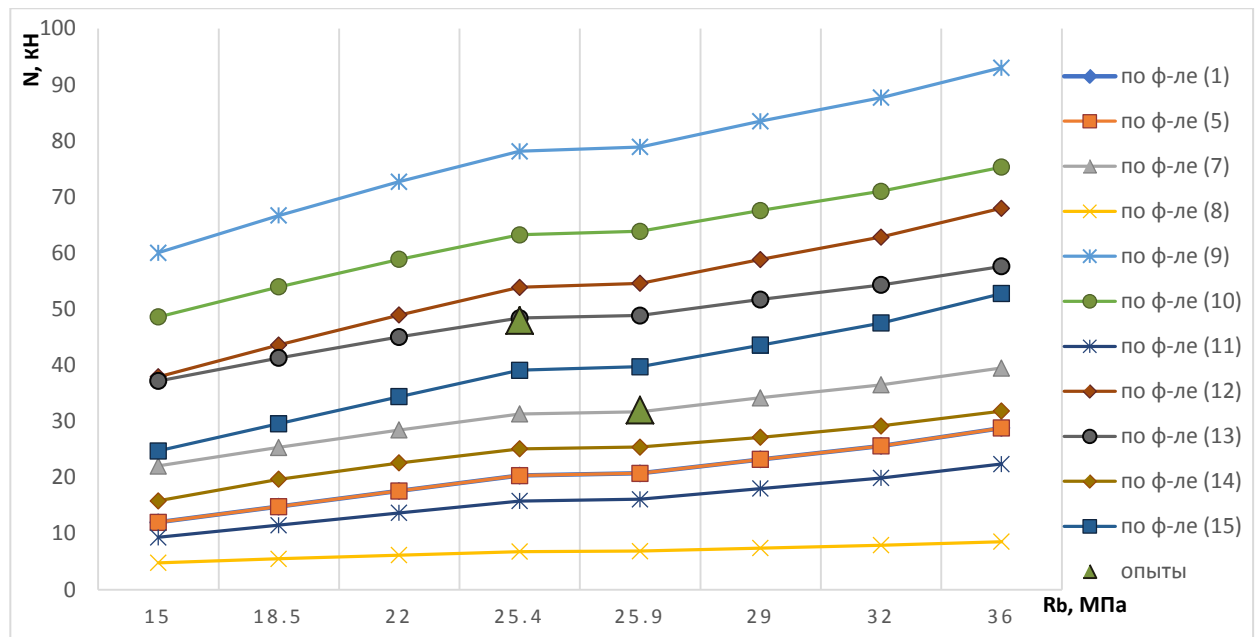


Рисунок 4.3 – Сопоставление экспериментальных и теоретических результатов определения несущей способности стыка типа LS120 в зависимости от призмочной прочности бетона

Как видно из рисунка 4.3 близкими к результатам испытаний линейных шпоночных стыков образцов LS120-1 и LS120-2 оказался результат, полученный по методике О.А. Довженко [9].

Таким образом, для оценки несущей способности шпоночных стыков рекомендуется применение данной методики.

Результаты данного сопоставления по несущей способности и жесткости вертикального шпоночного стыка типа LS120 приведены в таблице 4.

Таблица 4 – Сопоставление теоретических данных с экспериментальными

Серия образцов	Несущая способность, кН			Жесткость, кН/мм		
	Опыт	Теория	Разница, %	Опыт	Теория	Разница, %
LS120-1	48	39,1	18,4	833	389	53,3
LS120-2	32	39,72	23,1	832	389	53,2

¹ – значение жесткости получено по формуле (20).

5. ВЫПОЛНЕНИЕ НАБЛЮДЕНИЙ ЗА ИЗМЕНЕНИЕМ ХАРАКТЕРИСТИК СТЫКОВ В ПРОЦЕССЕ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ

Необходимость наблюдений обусловлена уникальностью вновь возводимого здания (крупнопанельное 26-этажное здание), применением новых типов вертикальных шпоночных стыков, а также повышенным требованиям к надежности конструкций и их соединений.

Размеры 26-ти этажного здания в плане составляют 40 x 14,4 м, высота этажа 2,85 м; высота подвала 2,65 м; высота чердака 2,4 м.

Наружные стеновые панели продольных стен – сборные железобетонные трехслойные, самонесущие: несущий слой из бетона класса В22,5 толщиной 120 мм, утеплитель – 150 мм, наружный слой из бетона класса В25 – 80 мм с гибкими связями из нержавеющей стали.

Наружные стеновые панели поперечных стен – сборные железобетонные трехслойные, несущие: несущий слой из бетона класса В22,5 толщиной 180 мм (подвал – 1 этаж), 150 мм (2 – 14 этажи), 120 мм (15 -26 этажи чердак), утеплитель – 150 мм, наружный слой из бетона класса В25 – 80 мм с гибкими связями из нержавеющей стали.

Внутренние стеновые панели – сборные железобетонные однослойные из бетона класса В22,5 толщиной 200 мм (подвал – 9 этаж), 180 мм (10 – 14 этажи) и 160 мм (15 -26 этажи чердак).

Перегородки – сборные железобетонные толщиной 100 мм.

Плиты перекрытия с опиранием по трем и четырем сторонам, сборные железобетонные толщиной 160 мм из бетона класса В22,5.

Монолитная плита перекрытия на отм. + 45,6 м и + 48,45 м из бетона класса В22,5 толщиной 160 мм.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		46

5.1. Методы наблюдений

Цель наблюдений – определение фактического уровня напряженно-деформированного состояния несущих конструкций 26-этажного жилого здания, возводимого г. Челябинск, и сопоставление полученных данных с результатами численных и аналитических расчетов, результатами натурных испытаний узлов и оценка напряженно-деформированного состояния несущих элементов здания.

При анализе расчета здания было установлено, что наиболее нагруженными ячейками здания являются ячейки в осях 4-7/А-В, следовательно, в помещениях в данных осях были установлены приборы.

Приборы устанавливали в четырех помещениях:

- цокольный и первый этажи в осях 4-5/Б-В;
- цокольный и первый этажи в осях 5-7/А-В.

В процессе возведения здания измерялись деформации на пяти внутренних и трех наружных стеновых панелей вертикальных узлов сопряжения этих панелей в осях Б/5, А/5, А/7, В/5.

Абсолютные деформации сдвига в вертикальных стыках замерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,001мм с нулевой базой.

В процессе наблюдений напряженно-деформированного состояния несущих конструкций, в помещениях с установленными приборами поддерживалась постоянная положительная температура. Это связано с требованиями по эксплуатации измерительных приборов, которая невозможна при отрицательных температурах. Температура в помещениях замерялась непосредственно до снятий показаний приборов.

Для оценки напряженно-деформированного состояния вертикальных стыков были установлены 15 индикаторов часового типа с нулевой базой и ценой деления 0,001мм.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		47

Индикаторы устанавливали в серединах наиболее нагруженных по результатам расчетов вертикальных стыков. Данные индикаторы замеряли взаимный сдвиг смежных стеновых панелей, характеризуя деформативность стыка. По результатам указанных измерений строились графики их изменения.

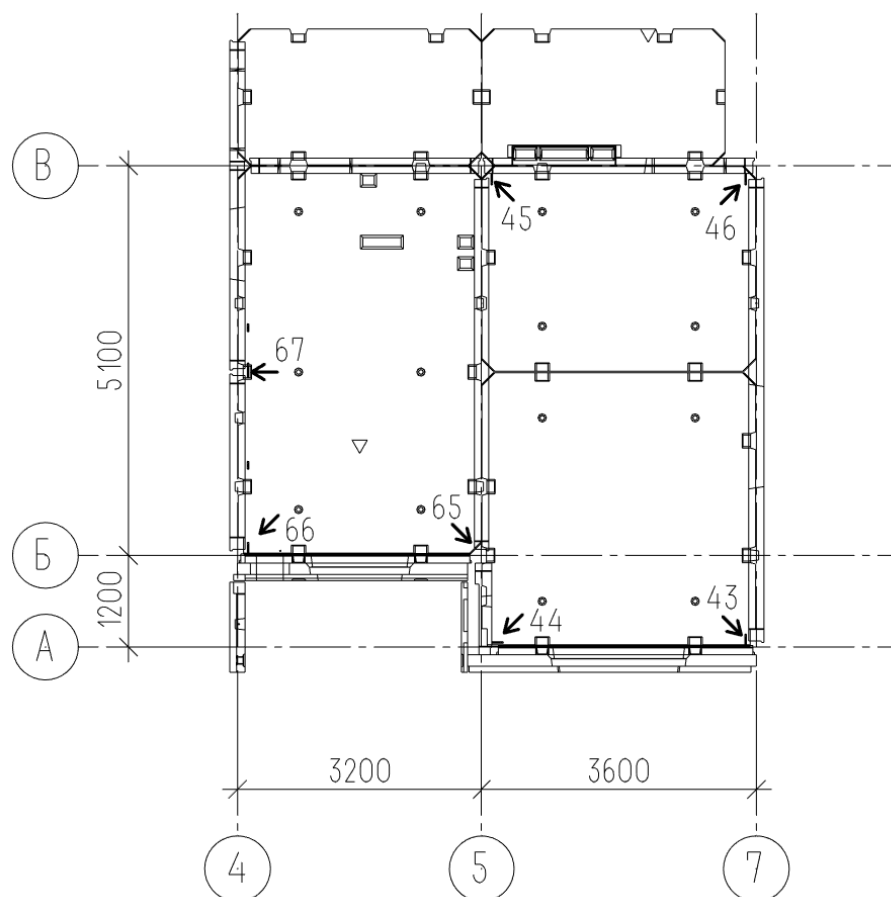


Рисунок 5.1 - Схема расположения индикаторов в вертикальных швах первого этажа

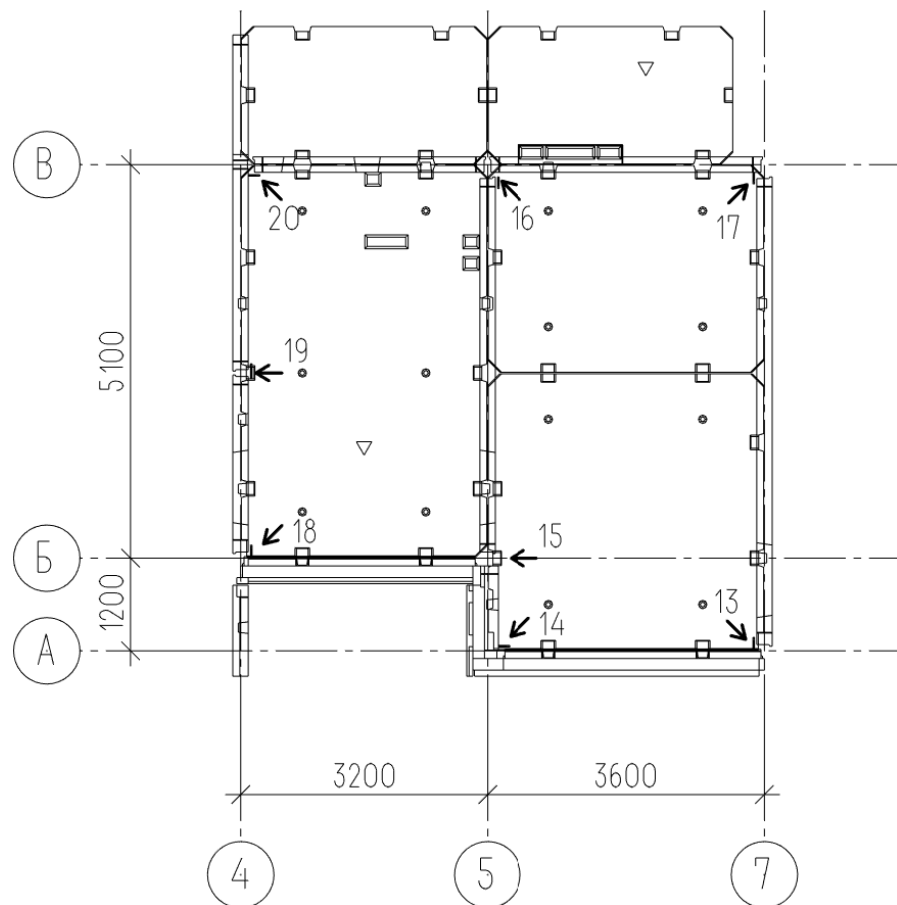


Рисунок 5.2 – Схема расположения индикаторов в вертикальных швах цокольного этажа

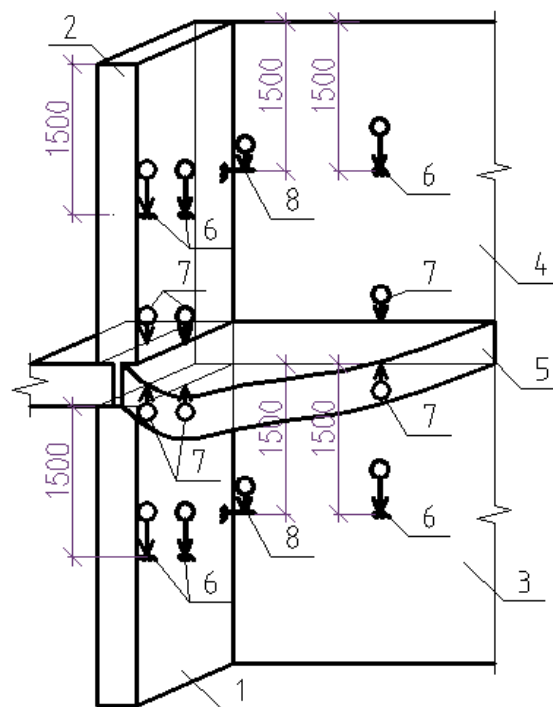


Рисунок 5.3 – Схема расположения индикаторов. 1 – внутренняя несущая стеновая панель цокольного этажа; 2 – то же первого этажа; 3 – наружная

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

08.03.01-2018 –187- ПЗ

Лист

49

самонесущая стеновая панель цокольного этажа; 4 – то же первого этажа;
 5 – плита перекрытия; 6 – индикаторы измерения относительных деформаций в
 простенках; 7 – то же абсолютных деформаций в горизонтальных стыках;
 8 – то же сдвига в вертикальных стыках.

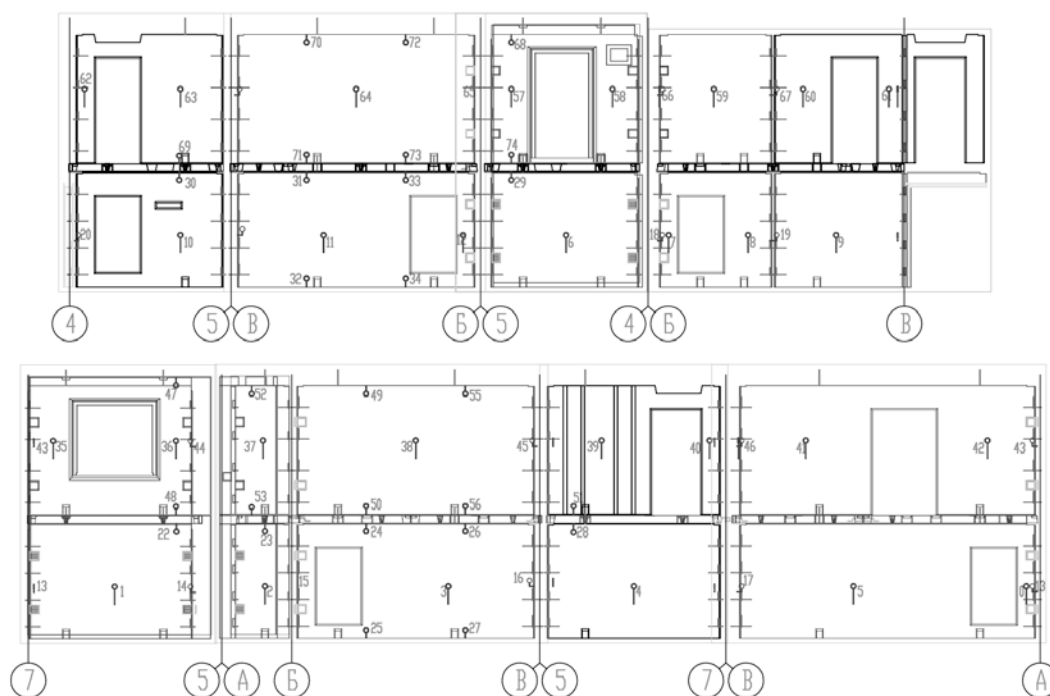


Рисунок 5.4 – Схема расположения индикаторов. Развертка стен

5.2. Результаты

Из анализа приведенных графиков можно выделить группы стыков с характерными деформациями.

Наибольшие перемещения показала группа из индикаторов И-44 и И-65. На момент возведения 25 этажа показания данных приборов были практически одинаковыми, достигающими 0,251мм, при дальнейшем нагружении, прирост перемещений И-44 поменял знак, при этом И-65 показывал дальнейший рост вплоть до 0,441мм к моменту снятия приборов. Возможно, причиной послужило перераспределение усилий со стыка самонесущей панели по оси Б и внутренней

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

08.03.01- 2018 –187- ПЗ

Лист

50

- по оси 5, на стык самонесущей по оси А и наружной – по оси 5. В этот момент наблюдалось образование волосяной вертикальной трещины в первом стыке, ширина раскрытия которой составила 0,05мм и не изменялась в дальнейшем.

Второй характерной группой в порядке убывания показаний будет группа из приборов И-13, И-14, И-18 и И-43. Данная группа также относится к вертикальным стыкам сопряжения самонесущих наружных стен и поперечных несущих. Характер роста перемещений в стыках данной группы был фактически линейным, при этом скорость прироста была приблизительно одинаковой. Предельные перемещения в стыках этой группы составили от 0,106мм до 0,163мм. Стоит отметить, что перемещения И-44, относящегося к первой группе, под конец наблюдений, опустились до значений второй группы.

Остальные группы индикаторов относятся к стыкам несущих панелей, и, как и ожидалось, показали значительно меньшие сдвиговые перемещения.

Среди стыков несущих панелей наиболее характерны три группы.

Продолжая нумерацию групп, третья группа стыков – пара индикаторов И-15 и И-20, которые показывали стабильный рост перемещений в процессе роста нагрузок в стенах. Максимальное значение перемещений составило 0,022мм и 0,031мм соответственно. Характерно, что основной прирост деформаций проходил с начала наблюдения и до возведения 23 этажа, в дальнейшем рост фактически закончился, показания возрастали незначительно.

Четвертая группа индикаторов И-16, И-17, И-19, И-66, И-67. Общим для них является начальный рост приблизительно с одинаковой скоростью, максимальные значения с 19-го по 23-й этажи (до 0,018мм), и, затем, дальнейшее падение показаний до 0,006мм...0,015мм. Показания данной группы характеризуются также большими колебаниями (до 0,009мм), связанными, по-видимому, с перераспределением усилий.

Последняя пятая группа – пара индикаторов И-45 и И-46 не показывали роста, показания данной группы постоянно находились в области от 0,003мм до 0,004мм.

					<i>08.03.01- 2018 –187- ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		51

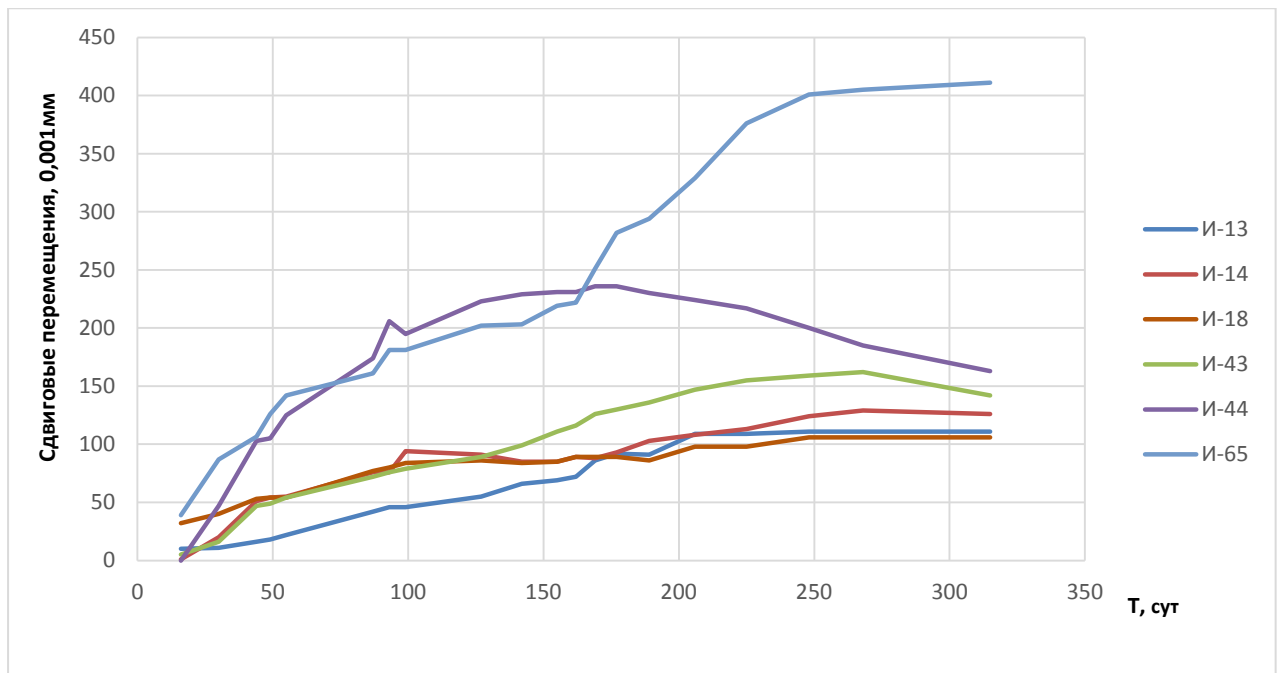


Рисунок 5.7 – Графики изменения вертикальных перемещений в стыках несущих и самонесущих стеновых панелей

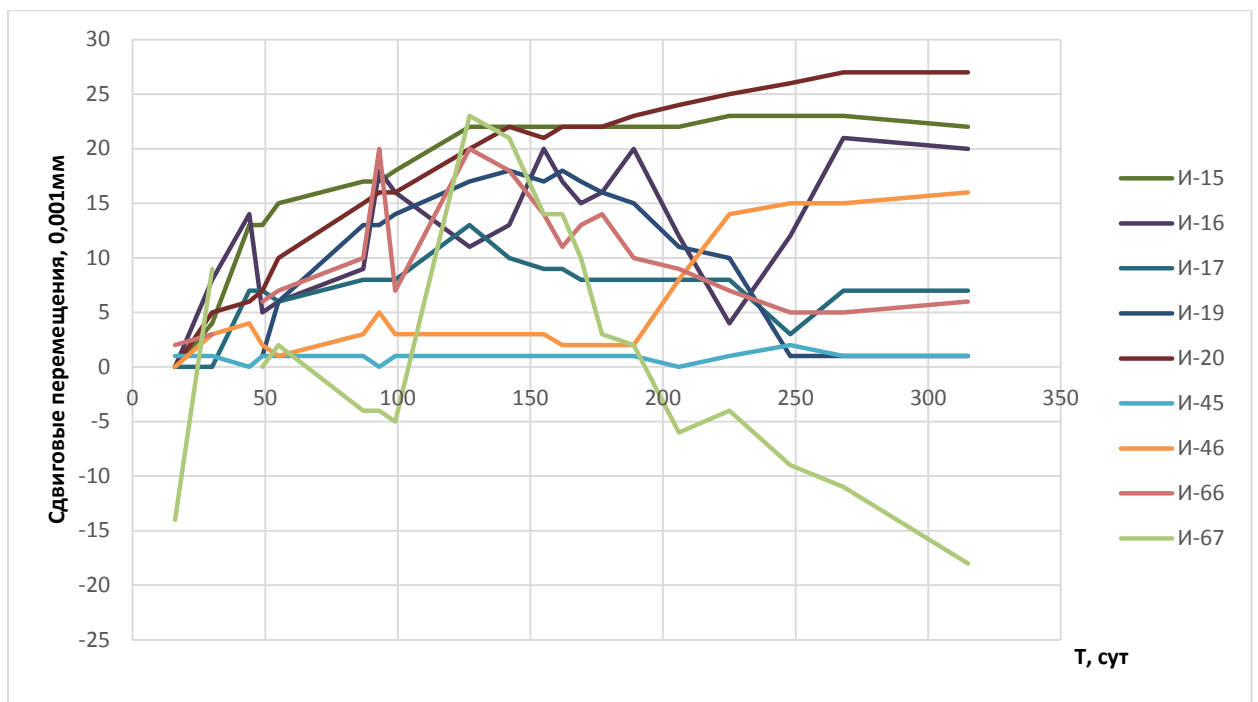


Рисунок 5.8 – График изменения вертикальных перемещений в стыках несущих стеновых панелей

5.3. Анализ результатов

Изменения деформаций стеновых панелей и вертикальных стыков проиллюстрированы в графическом виде (рисунки 5.7 и 5.8). Полученные данные по определению деформации стеновых панелей позволяют оценить уровень напряжений в них, сопоставить его с расчетными данными, сделать выводы о сходимости и сформировать предложения и рекомендации по уточнению теоретических расчетов.

Данные о сдвиге в вертикальных шпоночных стыках, сопоставленные с результатами натурных испытаний [24], дадут сведения о работе стыка в составе несущего остова крупнопанельного здания. Эти данные позволят уточнить степень и характер перераспределения усилий между стеновыми панелями (как несущими, так и самонесущими).

					<i>08.03.01-2018 –187- ПЗ</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		53

6. РАСЧЕТ КРУПНОПАНЕЛЬНОГО ЗДАНИЯ, ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

Применение современных вычислительных программных комплексов позволяют существенно повысить эффективность проектирования. Предполагается, что расчетная модель, основанная на МКЭ, должна наиболее точно описывать реальные свойства рассчитываемого объекта, а именно конструкцию и свойства панелей, узлов перемещения, характер действия и места приложения нагрузок и т.д. [6]. В данной работе рассматривается процесс создания расчетной модели 26-этажного крупнопанельного здания в программном комплексе (ПК) «ЛИРА».

Расчет крупнопанельного здания осуществлялся в следующей последовательности:

1.Создание расчетной пространственной модели здания, которая включает в себя назначение основных параметров рассчитываемого здания, компоновку здания, разработку расчетной схемы здания.

2.Определение нагрузок на несущий каркас здания.

3.Приложение нагрузок на расчетную схему.

4.Статический (динамический) расчет здания.

Для получения более достоверных значений перемещений и усилий, возникающих в вертикальных стыках стеновых панелей, применена система Монтаж в ПК «ЛИРА». Данная система позволяет провести компьютерное моделирование процесса возведения здания, проследив последовательное изменение конструктивной схемы. В связи этим, в качестве нагрузок задавались только собственный вес конструктивных элементов здания, а именно плит перекрытия, покрытия, вертикальных стен и вентиляционных блоков.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		54

Сбор нагрузок проводится в соответствии с [32]. Нагрузки от собственного веса конструкций приведены в таблице 5.

Таблица 5 – Собственный вес конструкций 26-этажного здания

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, т/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, т/м ²
Нагрузка на перекрытие подвала (отм. 0.000)			
Собственный вес перекрытия, ($\rho=2,5\text{т/м}^3$, $\delta = 0,16\text{м}$)	0,41	1,1	0,44
Вес вентиляционного блока*	0,321*	1,1	0,353*
Нагрузка на перекрытие типового этажа			
Собственный вес перекрытия, ($\rho=2,5\text{т/м}^3$, $\delta = 0,16\text{м}$)	0,41	1,1	0,44
Вес вентиляционного блока*	0,321*	1,1	0,353*
Вес вентиляционного блока 2*	0,331*	1,1	0,364*
Нагрузка на перекрытие над 26 этажом			
Собственный вес перекрытия, ($\rho=2,5\text{т/м}^3$, $\delta = 0,16\text{м}$)	0,41	1,1	0,44
Вес вентиляционного блока*	0,321*	1,1	0,353*

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

08.03.01- 2018 –187- ПЗ

Лист

55

Окончание таблицы 5

Вес вентиляционного блока 2*	0,331*	1,1	0,364*
Нагрузка на покрытие			
Собственный вес покрытия, ($\rho=2,5\text{т/м}^3$, $\delta = 0,16\text{м}$)	0,41	1,1	0,44
Нагрузка на вертикальные стены			
Собственный вес стен ($\gamma = 2,75 \text{ т/м}^3$)	прикладывается автоматически в ПК «Лира»		
Вес утеплителя	0,015	1,3	0,02
Вес наружного слоя панели	0,196	1,1	0,22

* - нагрузка (т) прикладывается в соответствующие узлы перекрытия

Таблица 6 – Жесткостные характеристики плоских элементов расчетной схемы здания

Тип жесткости	Наименование	Величины жесткостей			
		E, т/м ²	ν	δ , м	Класс бетона
Цокольный этаж – 9-й этажи					
1	Самонесущие стены	2,9Е6	0,2	0,12	В22,5
2	Наружные стены	2,9Е6	0,2	0,18	В22,5
3	Внутренние стены	2,9Е6	0,2	0,2	В22,5

Окончание таблицы 6

4	Пилоны	2,9Е6	0,2	0,2	В22,5
5	Плиты перекрытий	2,9Е6	0,2	0,16	В22,5
10-й – 14-й этажи					
1	Самонесущие стены	2,9Е6	0,2	0,12	В22,5
6	Наружные стены	2,9Е6	0,2	0,15	В22,5
7	Внутренние стены	2,9Е6	0,2	0,18	В22,5
4	Пилоны	2,9Е6	0,2	0,2	В22,5
5	Плиты перекрытий	2,9Е6	0,2	0,16	В22,5
15-й этаж – чердак и покрытие					
1	Самонесущие стены	2,9Е6	0,2	0,12	В22,5
8	Наружные стены	2,9Е6	0,2	0,12	В22,5
9	Внутренние стены	2,9Е6	0,2	0,16	В22,5
4	Пилоны	2,9Е6	0,2	0,2	В22,5
5	Плиты перекрытий и покрытия, монолитные перекрытия	2,9Е6	0,2	0,16	В22,5

Жесткостные характеристики стержневых конечных элементов данной расчетной схемы (Таблица 7) были назначены аналогично пластинчатым элементам, т.е. исходя из проектных характеристик соответствующих конструктивных элементов – их геометрических размеров и класса бетона.

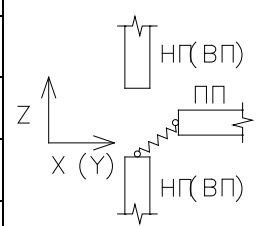
Таблица 7 – Жесткостные характеристики стержневых элементов расчетной схемы

Тип жесткости	Наименование	Величины жесткостей		
		Е, т/м ²	Сечение	Класс бетона
10	Балки перекрытий	2,9Е6	250х250	В22,5
11	Стойки лоджий	Труба квадрат 250х8		
12	Элементы крепления лоджий	Профиль Молодечно 100х40х4		

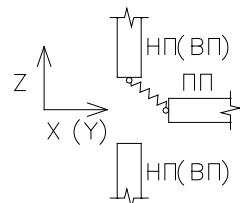
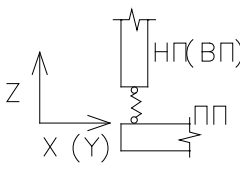
В ПК «ЛИРА» использован двухузловой специальный КЭ №55 для моделирования сопряжения конструктивных элементов в расчетной модели здания. Длины таких связей учитывают реальные размеры конструкций, их жесткостные параметры принимаются по результатам натурных испытаний [24], которые приведены в таблице 8.

Жесткостные характеристики специальных конечных элементов для моделирования стыков представлены в таблице 8.

Таблица 8 – Жесткостные характеристики стыковых элементов

Тип жесткости	Наименование	Показатели			Схема связи	Жесткостные характеристики		
		К ¹	Панель ²	δ ³ , мм		К _X , т/м	К _Y , т/м	К _Z , т/м
13	Нижний растворный шов платформенного стыка δ=15мм	1	наруж	180		1254960	1254960	1592216
14		0,5	наруж	180		627480	627480	796108
15		1	наруж	150		1045800	1045800	1326847
16		0,5	наруж	150		522900	522900	663423
17		1	наруж	120		836640	836640	1061477

Продолжение таблицы 8

18		0,5	наруж	120		418320	418320	530739		
19		1	внут	200		1394400	1394400	1769129		
20		0,5	внут	200		697200	697200	884564		
21		1	внут	180		1254960	1254960	1592216		
22		0,5	внут	180		627480	627480	796108		
23		1	внут	160		1115520	1115520	1415303		
24		0,5	внут	160		557760	557760	707652		
25		Верхний растворный шов платформе нного стыка $\delta=20\text{мм}$	1	наруж		180		1321010	1321010	1873050
26	0,5		наруж	180	660505	660505		936525		
27	1		наруж	150	1100842	1100842		1560875		
28	0,5		наруж	150	550420	550420		780437		
29	1		наруж	120	880673	880673		1248700		
30	0,5		наруж	120	440337	440337		624350		
31	1		внут	200	1467789	1467789		2081167		
32	0,5		внут	200	733894	733894		1040583		
33	1		внут	180	1321010	1321010		1873050		
34	0,5		внут	180	660505	660505		936525		
35	1		внут	160	1174231	1174231		1664933		
36	0,5		внут	160	587116	587116		832467		
37	Контакт- ный стык несущих панелей		1	внут	200			1467789	1467789	3929273
38			0,5	внут	200			733895	733895	1964637
39			1	внут	180			1321010	1321010	3536346
40			0,5	внут	180			660505	660505	1768173
41		1	внут	160	1174231		1174231	3143418		
42		0,5	внут	160	587116		587116	1571709		
43	Контакт- ный стык самонесу- щих панелей	1	наруж	120		676800	676800	222000		

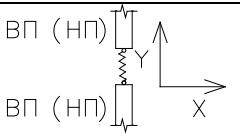
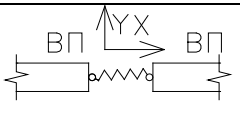
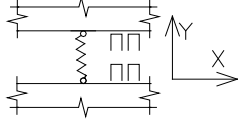
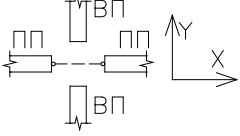
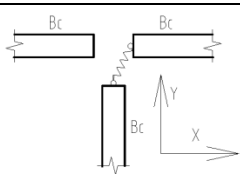
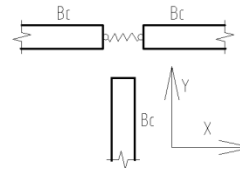
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

08.03.01-2018 –187- ПЗ

Лист

59

Окончание таблицы 8

44		0,5	наруж	120		338400	338400	111000
45	Вертикальный стык Связь по Y					5250	320	59000
46	Вертикальный стык Связь по X					320	5250	59000
47	Примыкание плит перекрытий, опертых по трем сторонам					26239500	2060000	262395
48	Примыкание плит в платформенном стыке (выдергивание в горизонтальном направлении). Связь по Y					-	1E8	-
49	То же по X					1E8	-	-
50	Т-образный стык 3-х внутренних панелей (связь по Y)					2625	160	29500
51	Т-образный стык 3-х внутренних панелей (связь по X)					0	5090	29500

¹ – К – коэффициент учета грузовых площадей связей (крайняя – 0,5, рядовая – 1);

² – вид панели (наружная или внутренняя);

³ – толщина несущего слоя панели.

Направления указанных связей совпадает с осями глобальной системы координат расчетной схемы. Положительное направление оси OX совпадет с направлением буквенных разбивочных осей, направление оси OY- с направлением цифровых разбивочных осей, направление оси OZ – снизу-вверх

по вертикали, начало координат в точке пересечения разбивочных осей на отм. 0.000.

Характеристики элементов КЭ 55, моделирующих связи вертикальных стыков (рисунки 6.1 – 6.4) панелей здания, заданы на основании прямых испытаний натуральных узлов сопряжения [24].

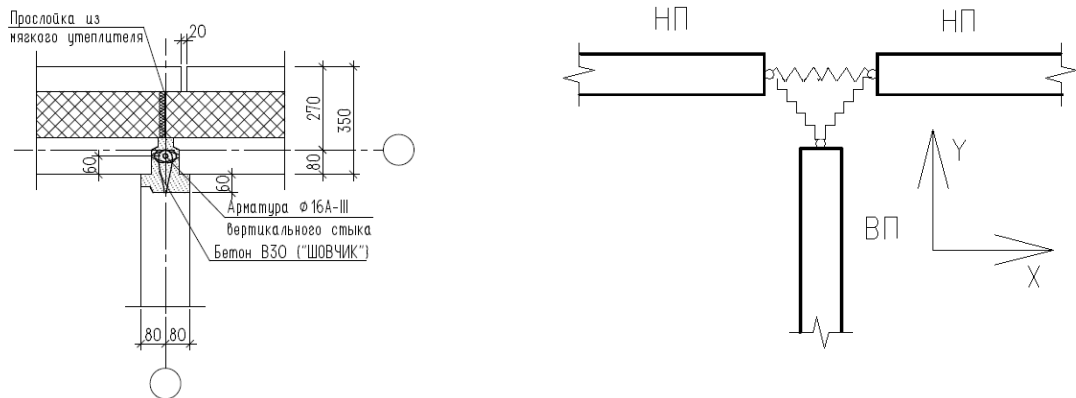


Рисунок 6.1 – Узел 1 и его модель

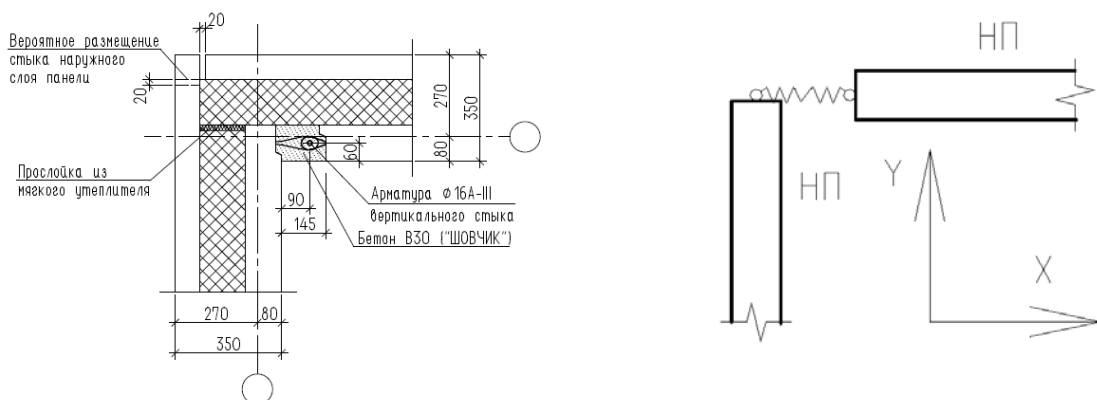


Рисунок 6.2 – Узел 2 и его модель

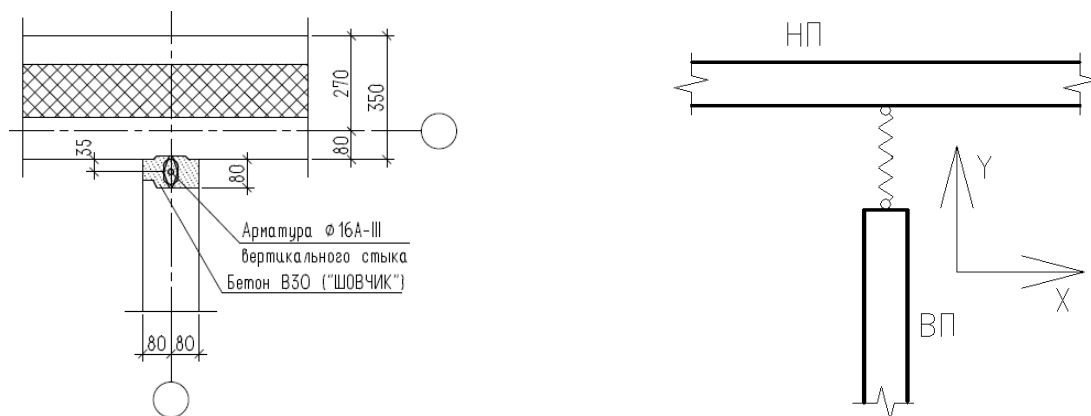


Рисунок 6.3 – Узел 3 и его модель

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

08.03.01-2018 –187- ПЗ

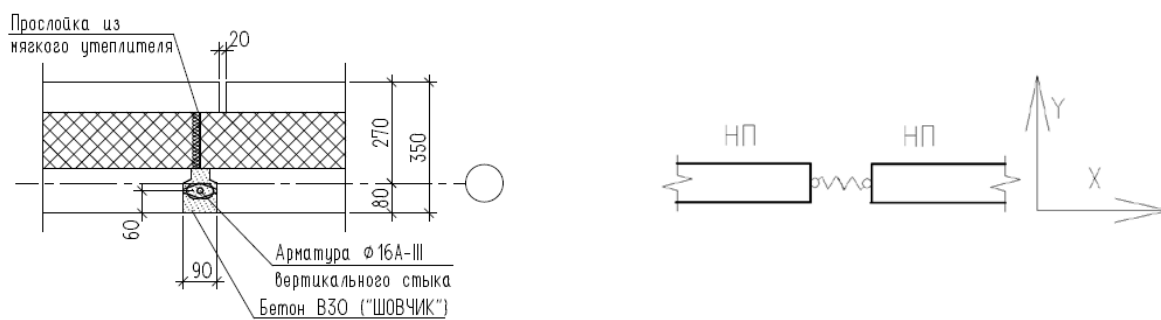


Рисунок 6.4 – Узел 4 и его модель

Сборка здания начинается с наружных стеновых панелей цокольного этажа. После стыковки наружных стеновых панелей цокольного этажа, к ним подсоединяют панели перекрытия и внутренние стеновые панели. Так, последовательно собирают цокольный, первый, второй и т. Д. этажи, затем, объединяя полученные модели отдельных этажей, создают общую расчетную схему всего здания [3].

Для расчета здания в системе Монтаж созданы 13 загрузений, где учитывается только собственный вес монтируемых конструкций. Результатами данного расчета созданной виртуальной модели являются усилия (напряжения) во всех КЭ и связях при каждом этапе монтажа.

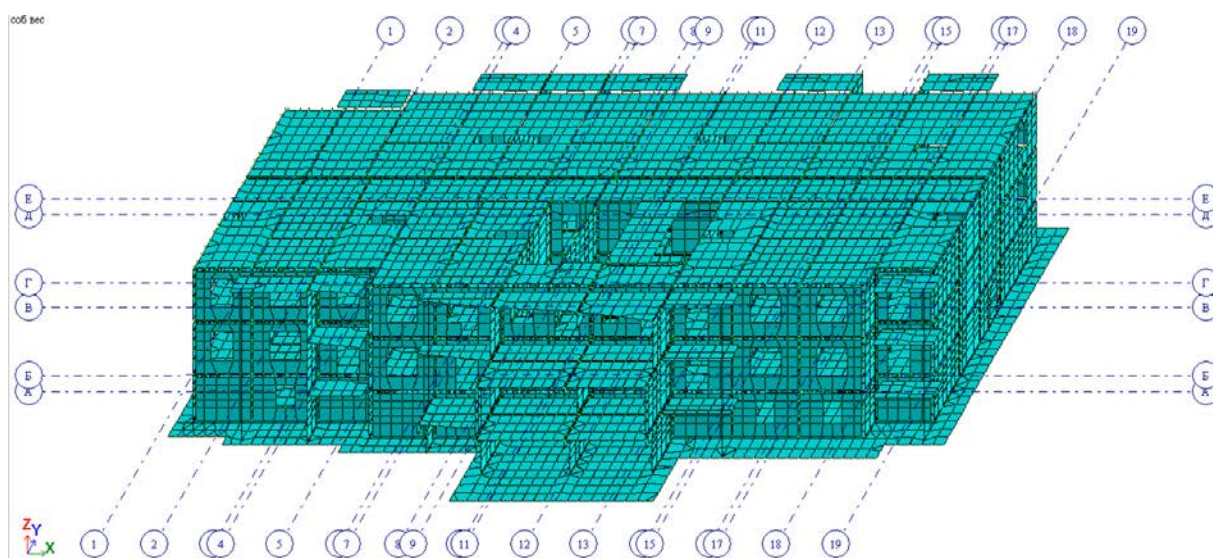


Рисунок 6.5 – Загрузка 1 в ПК «ЛИРА»

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	----------	---------	------

Загружение 2

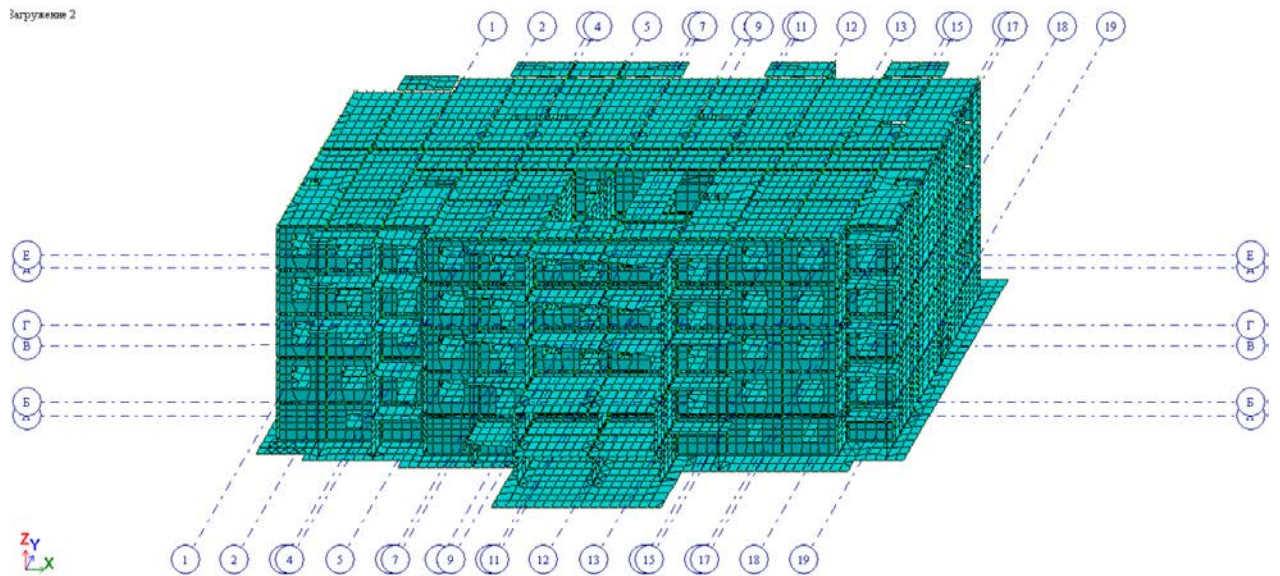


Рисунок 6.6 – Загружение 2 в ПК «ЛИРА»

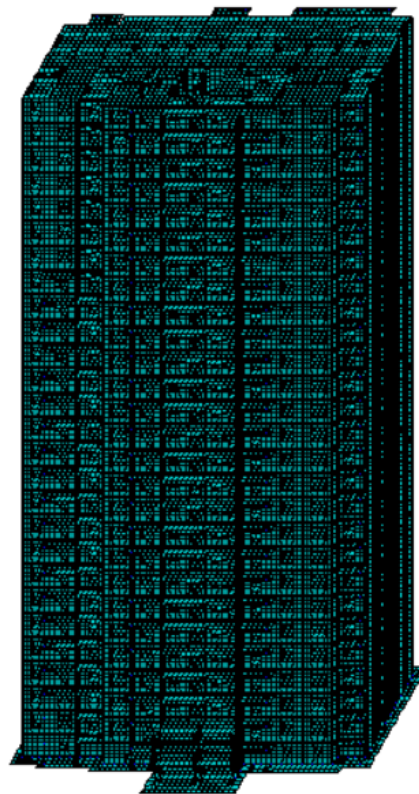


Рисунок 6.7 – Загружение 13 в ПК «ЛИРА»

По результатам расчета в ПК «ЛИРА» сопоставлялись сдвиговые перемещения стеновых панелей и усилия в связях вертикальных стыков.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		63

6.1. Анализ сдвиговых перемещений

Целью данного анализа является определение сдвиговых перемещений смежных стеновых панелей. Значения сдвиговых деформаций вычислялись как разность перемещений узлов смежных панелей, усредненных по всей высоте стыка. Для вертикальных стыков цокольного и первого этажей (рисунки 5.3 – 5.4) наиболее нагруженной ячейки здания получены значения перемещений по оси Z в зависимости от стадии монтажа.

На рисунке 6.8 приведена схема деформирования в Т-образном шпоночном узле сопряжения в осях $A/7$ смежных самонесущих по оси A и несущей по оси 7 стеновых панелей цокольного и первого этажей при загрузении 13 (рисунок 6.7). Модель стыка в осях $A/7$ приведена на рисунке 6.1.

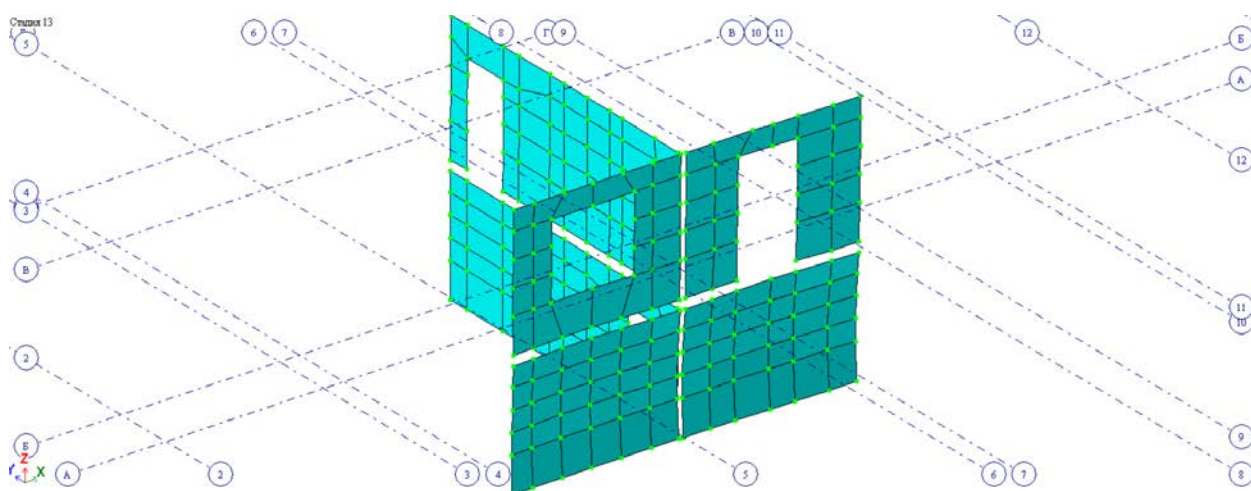


Рисунок 6.8 – Деформированная схема в Т-образном шпоночном узле сопряжения в осях $A/7$

На рисунке 6.9 приведена картина сдвиговых перемещений по оси Z в линейном шпоночном узле сопряжения в осях $A/5$ смежных самонесущей по оси A и несущей по оси 5 стеновых панелей цокольного и первого этажей при загрузении 13. Модель стыка в осях $A/5$ приведена на рисунке 6.2.

Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата

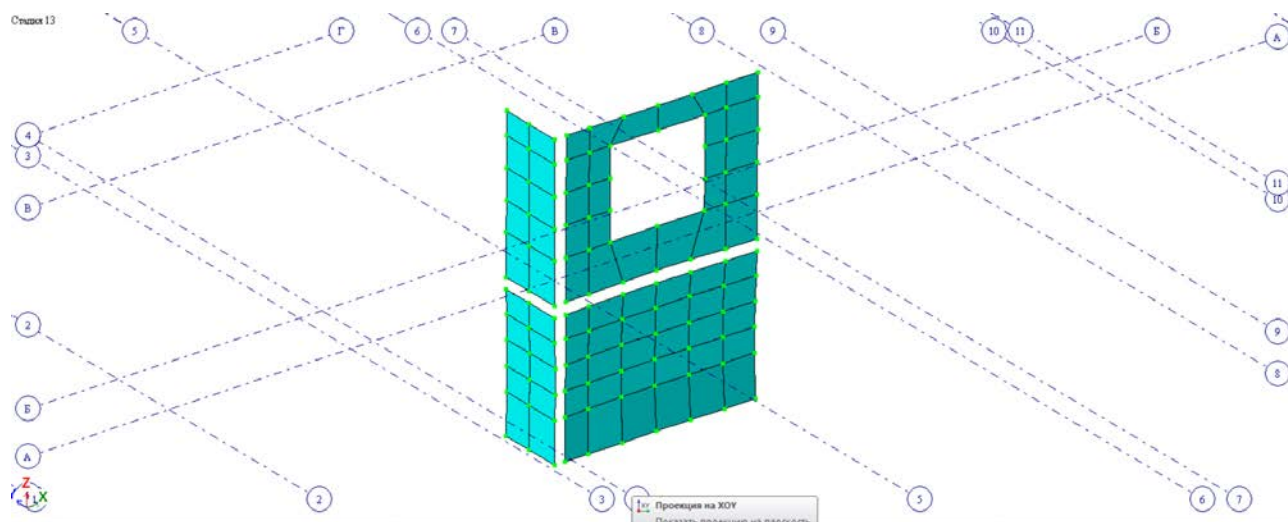


Рисунок 6.9 – Деформированная схема в линейном шпоночном узле сопряжения в осях А/5

Изменения сдвиговых деформаций вертикальных стыков проведенного расчета в ПК «ЛИРА» в зависимости от стадии монтажа представлены в графическом виде на рисунках 7.1 – 7.8.

6.2. Анализ сдвиговых усилий

Целью данного анализа является определение сдвиговых усилий, возникающих в вертикальных стыках стеновых панелей цокольного и первого этажей (рисунки 5.3 – 5.4) наиболее нагруженной ячейки здания. В КЭ №55, моделирующих связи данных вертикальных стыков, возникают сдвигающие усилия R_z от каждой стадии монтажа. Полученные значения усилий усреднялись по высоте стыка.

На рисунках 6.10 и 6.11 представлены графики распределения сдвигающих усилий по высоте здания в Т-образном и линейном шпоночных узлах сопряжения стеновых панелей в осях А/7 и А/5 соответственно при 1, 7 и 13 стадиях монтажа.

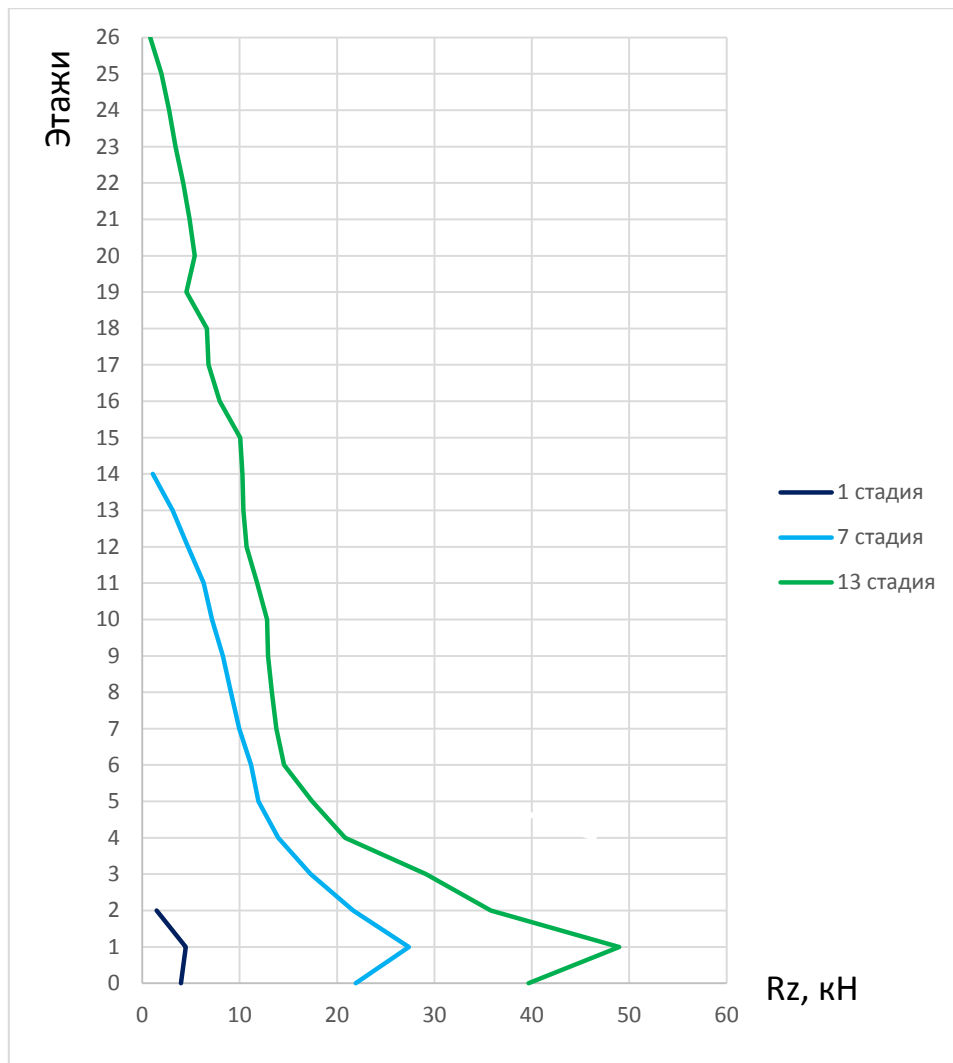


Рисунок 6.10 – Характер изменения сдвигающих усилий R_z в Т-образном шпоночном узле сопряжения в осях А/7 по высоте здания

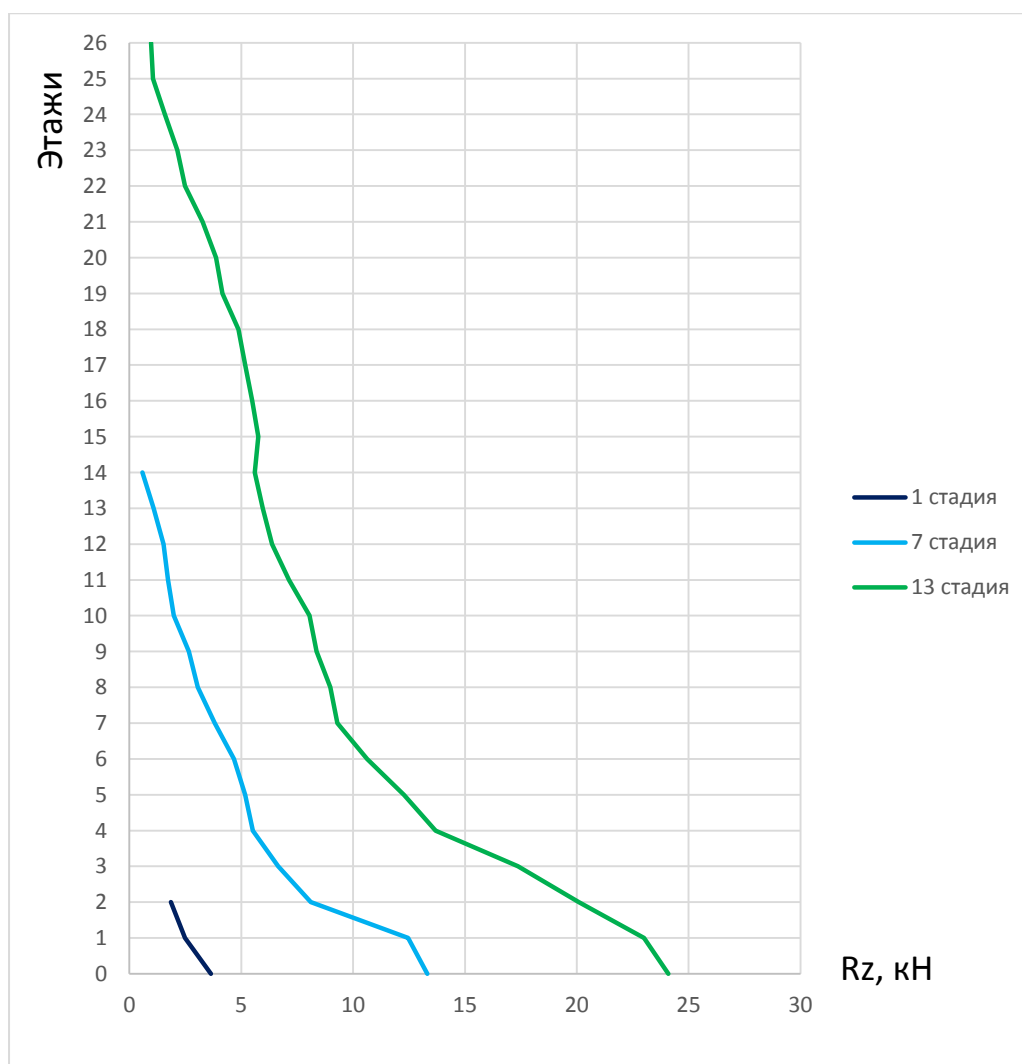


Рисунок 6.11 – Характер изменения сдвигающих усилий R_z в линейном шпоночном узле сопряжения в осях А/5 по высоте здания

Из вышеприведенных графиков видно, что наиболее нагруженными являются связи на цокольном и первом этажах здания.

Максимальное усилие, возникающее в Т-образном узле сопряжения стеновых панелей первого этажа в осях А/7, составляет 49 кН, для линейного стыка в осях А/5 – 24,1 кН.

7. СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ, НАБЛЮДЕНИЙ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

7.1. Анализ сопоставления сдвиговых перемещений по результатам наблюдений и теоретического расчета

Целью сопоставления результатов о сдвиговых деформациях вертикальных стыков (рисунки 6.1 -6.4), полученных в ходе проведения наблюдений и расчета здания в ПК «ЛИРА», является оценка правильности назначения жесткостных характеристик и корректности расчетной модели.

На рисунках 7.1 - 7.8 приведены графики сопоставления полученных данных о деформированном состоянии вертикальных стыков ячейки 26-этажного крупнопанельного здания в осях 4-7/А-В по наблюдениям и численного расчета в ПК «ЛИРА». Модели исследуемых стыков представлены на рисунках 6.1 – 6.4.

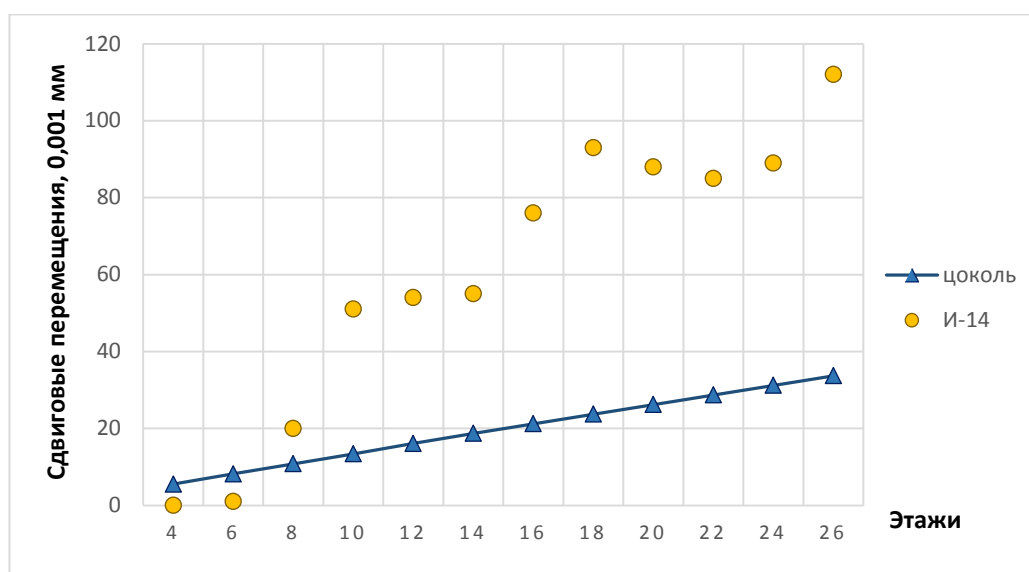


Рисунок 7.1 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» линейного стыка в осях А/5

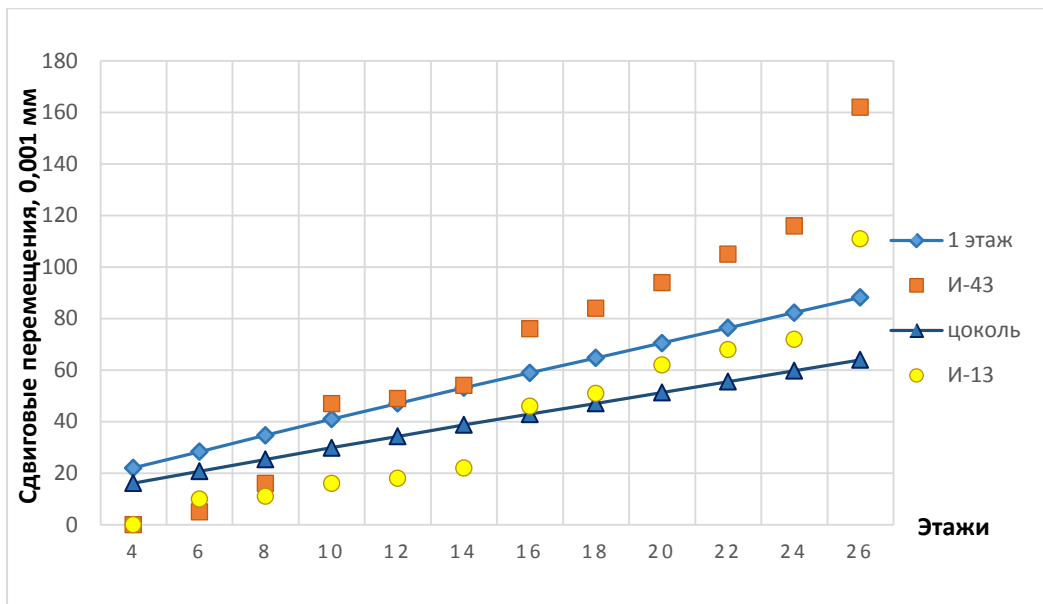


Рисунок 7.2 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» Т-образного стыка в осях А/7

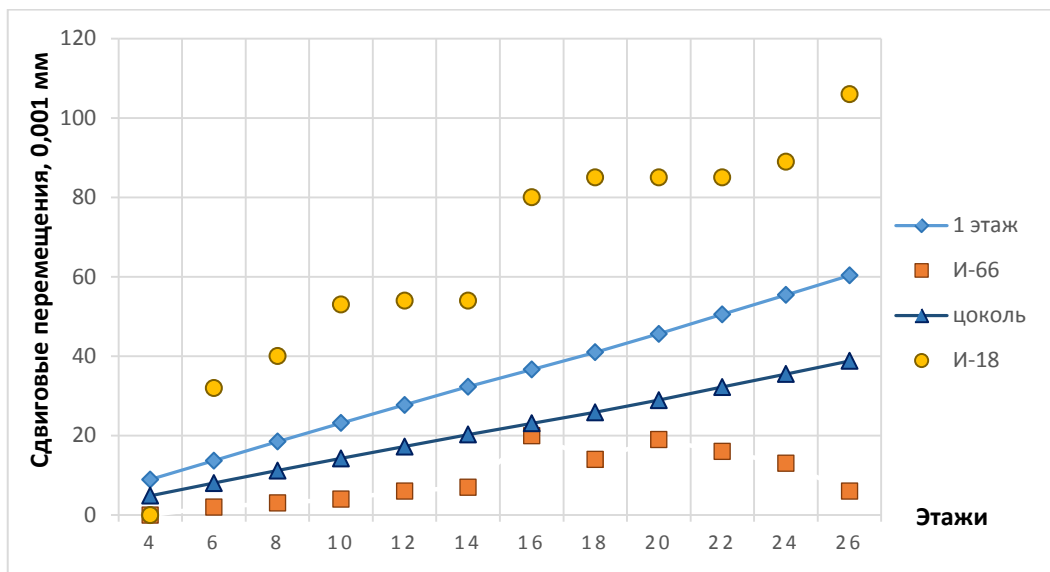


Рисунок 7.3 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» Т-образного стыка в осях Б/4

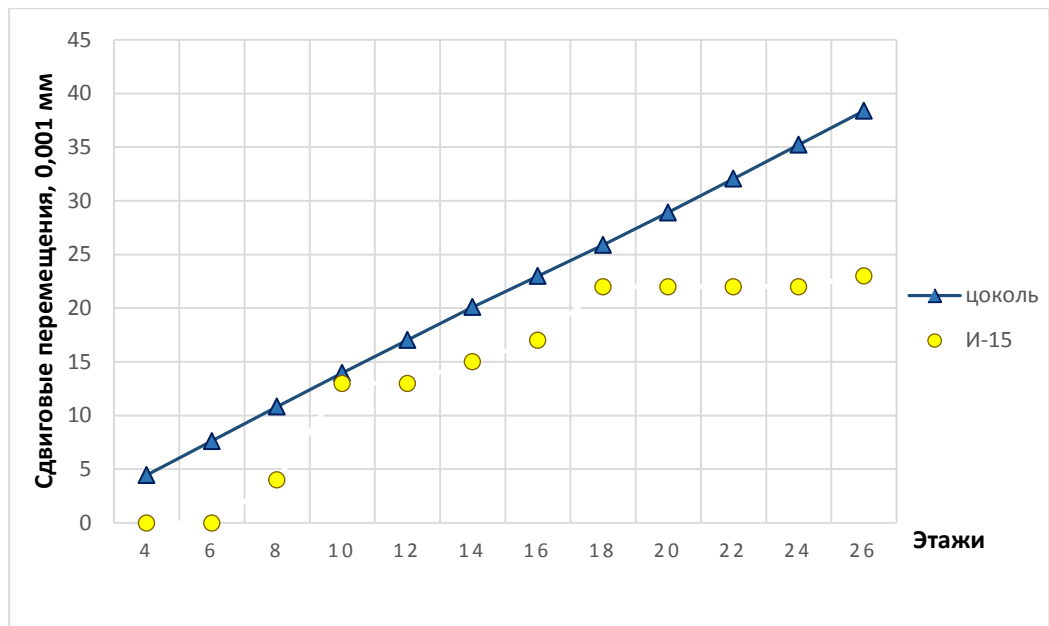


Рисунок 7.4 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» Т-образного стыка в осях Б/5

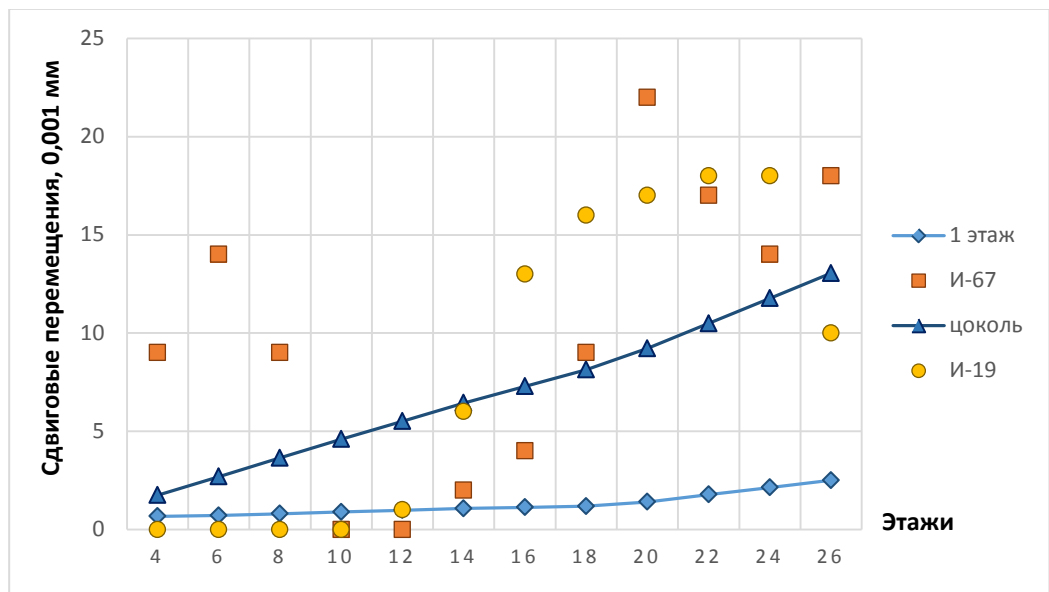


Рисунок 7.5 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» линейного стыка в осях 4/В

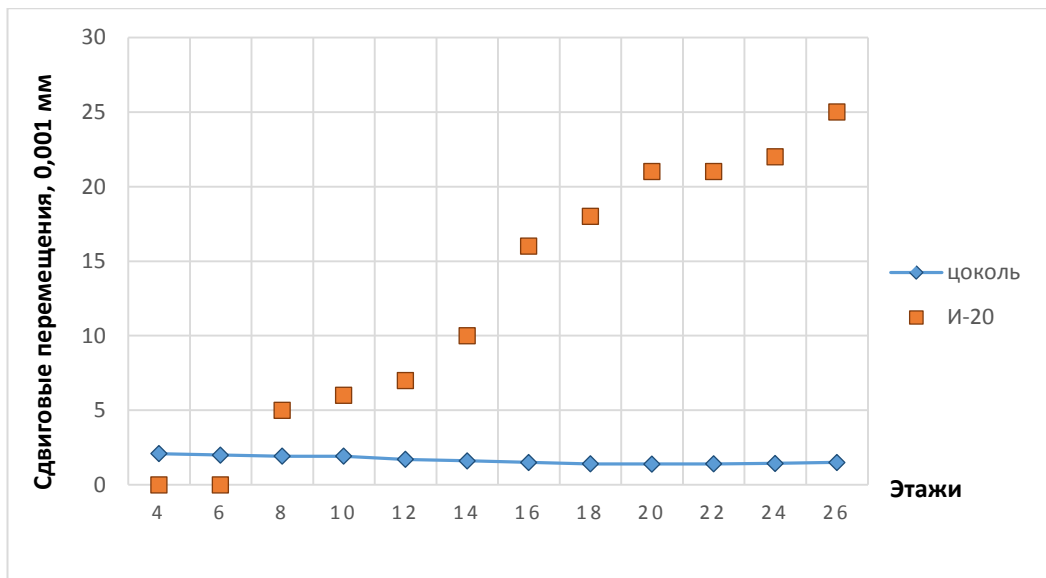


Рисунок 7.6 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» линейного стыка в осях В/4

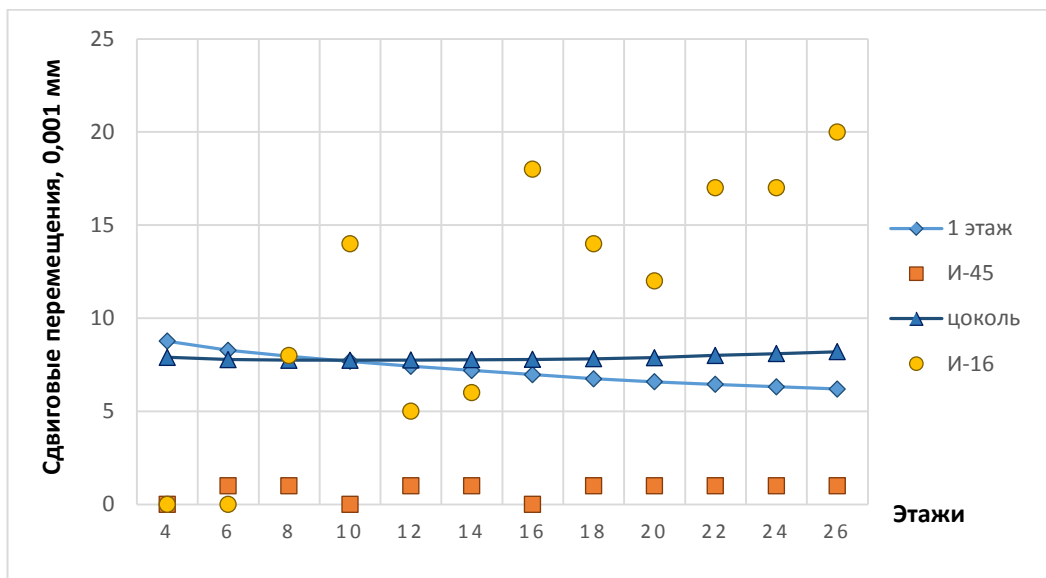


Рисунок 7.7 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» Т-образного стыка в осях В/5

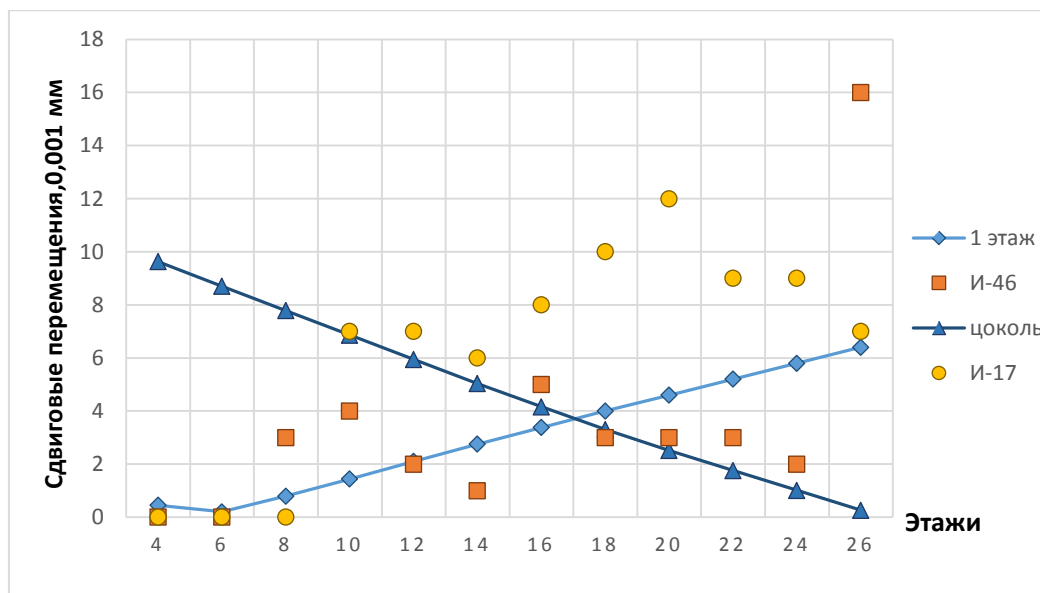


Рисунок 7.8 – Сопоставление результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» Т-образного стыка в осях В/7

Как видно из графиков, зависимость сдвиговых перемещений в вертикальных стыках от количества возведенных этажей в процессе монтажа является линейной.

Исходя из вышеприведенных графиков сопоставления результатов наблюдений и численного расчета в ПК «ЛИРА» можно выделить три группы сопоставления.

Первую группу составляют графики сопоставления на рисунках 7.3, 7.4 и 7.7, где устанавливаемые индикаторы показывали близкие результаты с данными из расчета в ПК «ЛИРА», но наблюдались отклонения в меньшую сторону при проведении наблюдений. К группе таких индикаторов относятся, И-15, И-45, И-66, которые показывали перемещения в диапазоне от 1 до 23 микрон. Сдвиговые перемещения, полученные в результате расчета, в соответствующих вертикальных стыках составляли от 4,45 до 60,33 микрон. Таким образом, разница в значениях сдвиговых перемещений, полученных в результате расчета, в вертикальных стыках составляет в диапазоне 45 %.

Во вторую группу входят графики сопоставления, представленных на рисунках 7.2, 7.3, 7.5 и 7.8. Показания данных индикаторов показывали отклонения либо в меньшую, либо в большую сторону. К группе таких индикаторов относятся, И-13, И-19, И-43, И-46, которые показывали перемещения в диапазоне от 1 до 162 микрон. В узле сопряжения в осях А/7 индикаторы И-43 и И-13 в процессе наблюдения показывали результаты в меньшую сторону при возведении здания до 14 этажей включительно, отклонения составляли в пределах 44 %. При монтаже последующих этажей присутствует превышение данных с индикаторов по сравнению с численными данными, которое составляет от 6,7 до 42,4%. Аналогичная картина наблюдалась у остальных узлов сопряжения в осях 4/В и В/7. Сдвиговые перемещения, полученные в результате расчета, в соответствующих вертикальных стыках составляют от 0,45 до 88,2 микрон.

Третью группу составляют графики сопоставления, представленные на рисунках 7.1, 7.3-7.8, где устанавливаемые индикаторы показывали отклонения в большую сторону по сравнению с результатами из расчета в ПК «ЛИРА». К группе таких индикаторов относятся, И-14, И-16, И-17, И-18, И-20, И-66, которые показывали перемещения в диапазоне от 1 до 411 микрон, а значения сдвиговых перемещений по расчету находятся в пределах от 0,7 до 43,2 микрон.

Индикаторы И-44 и И-65 были исключены из сопоставления результатов наблюдений и расчета в ПК «ЛИРА», поскольку, как отмечалось ранее в п.5.2, показывали значения сдвиговых деформаций в связи с образованной волосяной вертикальной трещиной в стыках в осях А/5 и Б/5 соответственно. Расхождения результатов наблюдений и численного расчета достигали 89,5%.

Следует отметить, что близкие результаты с расчетом наблюдались у Т-образных узлов сопряжения стеновых панелей. Сходимость результатов расчета с наблюдениями составляет 54 %.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
						73
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Расхождения в значениях сдвиговых перемещений в линейных узлах сопряжения стеновых панелей, возможно, связаны с перераспределением усилий в вертикальных и горизонтальных стыках.

Наименьшие сдвиговые перемещения согласно результатам расчета в ПК «ЛИРА» наблюдались у линейных стыков и составляли от 0,7 до 2,5 микрон.

7.2. Анализ сопоставления сдвиговых усилий по результатам натурных испытаний и теоретического расчета

На рисунке 7.9 приведен график сопоставления зависимостей вертикального смещения от сдвигающей силы для образца натурных испытаний [24] и для линейного шпоночного узла сопряжения стеновых панелей в осях А/5 при результате расчета в ПК «ЛИРА».

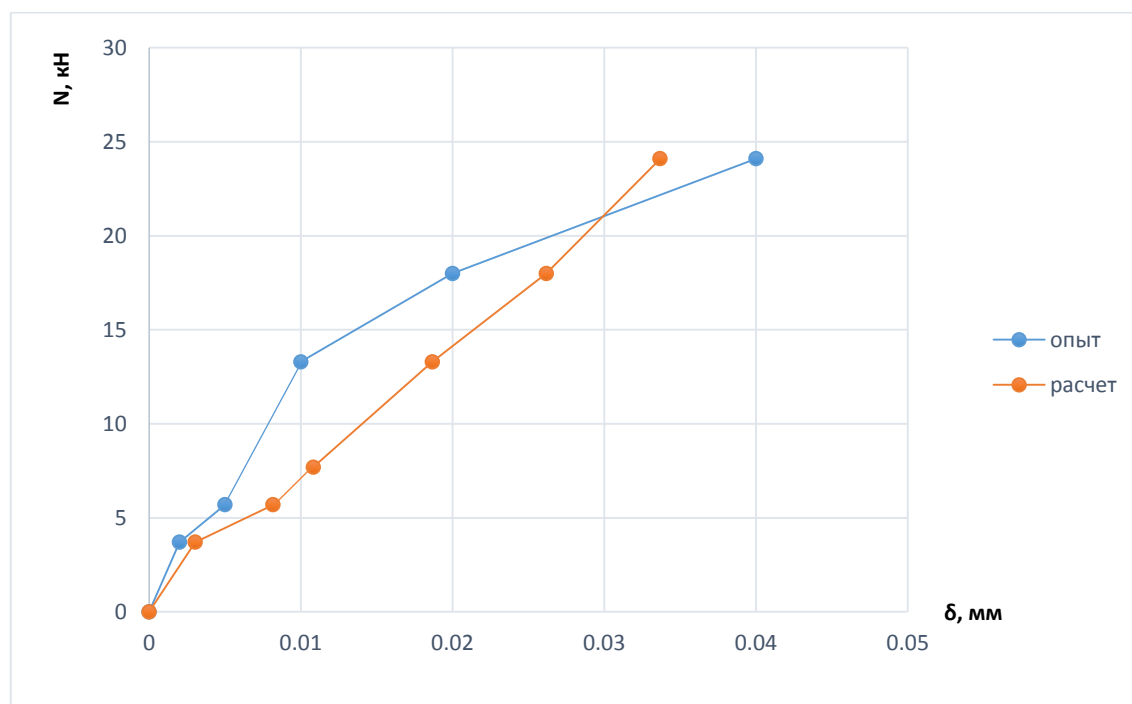


Рисунок 7.9 – Зависимости вертикального смещения от сдвигающего усилия N

Согласно результатам научного исследования [24] предельное усилие в стыке при испытании на сдвиг составляет 64 кН. Из приведенного графика на

рисунке 7.9 видно, что максимальное значение сдвигающего усилия при расчете на сдвиг в узле сопряжения в осях А/5 составляет 24,1 кН.

Таким образом, коэффициент запаса по несущей способности составляет 2,65. Максимальная величина смещения, полученная в ходе расчета, является равной 0,0339 мм, расхождение со значением в результате натурного испытания образца составило 15,3 %.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		75

8. ВЫВОДЫ

1. Анализ проведенного обзора показал, что наиболее существенным фактором, влияющим на работу вертикальных шпоночных стыков на сдвиг, является прочность бетона его омоноличивания. С увеличением прочности бетона омоноличивания увеличивается несущая способность стыка до образования трещин.

2. Выполнены испытания натуральных образцов шпоночных узлов сопряжения стеновых панелей двух типов: линейного и Т-образного, в результате которых:

- проведена оценка несущей способности и податливости указанных стыков с целью дальнейшего использования полученных значений при моделировании расчетной схемы крупнопанельного здания;

- установлено, что наилучшую сходимость с результатами экспериментов показала методика оценки несущей способности, основанная на теории пластичности бетона [9-11], предложенная Довженко О.А.;

- формулы для оценки податливости вертикальных стыков при сдвиге, предложенные Лишаком В.И. [18] и указанные в действующих нормах [27], дают заниженные на порядок значение податливости по сравнению с натурными испытаниями.

3. В работе выполнялся расчет несущего остова существующего крупнопанельного здания на этапе строительства. В расчетной схеме учитывались значения податливости горизонтальных и вертикальных стыков в том числе по выполненным натурным испытаниям. Анализ результатов расчета показал, что характер распределения усилий в вертикальных стыках по высоте здания является неравномерным, максимальные значения сдвиговых усилий возникают на цокольном и первом этажах.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		76

4. Сопоставление величин сдвиговых перемещений смежных панелей в вертикальных стыках, полученных в результате расчета, с данными наблюдений в ходе строительства объекта показало высокую сходимость, обнаружены незначительные отклонения, которые, вероятно, вызваны перераспределением усилий между вертикальными и горизонтальными стыками в исследуемой ячейке здания. Косвенно это подтверждается одновременным разнонаправленным приращением деформаций в горизонтальных и вертикальных стыках. Можно сделать вывод о возможности моделирования крупнопанельного здания с учетом податливости вертикальных стыков, используя специальные упруго – податливые конечные элементы с жесткостями и прочностными характеристиками, принимаемые в соответствии с результатами натурных испытаний.

5. В настоящее время проведено недостаточное количество натурных испытаний, посвященных определению деформативности вертикальных шпоночных стыков. Для теоретического обоснования величины податливости шпоночных стыков необходимы дополнительные исследования с варьированием числа шпонок и их шага.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		77

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Биби, Э.В. Руководство для проектировщиков к EN 1992-1-1 и EN 1992-1-2. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. - М., МГСУ, 2013. – 292 с.

2. Бобрышев, П.Н. Влияние количества связей на несущую способность образцов при сдвиге / П.Н. Бобрышев // Тр. Ин-та. / ЦНИИСК им. Кучеренко. – 1970. – Вып.14. Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений. – С.14-18.

3. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – Введ. 2013-07-01. – М.: Стандартиформ, 2012. – 31 с.

4. ГОСТ Р 21.1101-2013 СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации. – Введ. 2014-01-01. – М.: Стандартиформ, 2014. – 55 с.

5. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – Введ. 1998-01-01. – М.: МНТКС, 1997. – 24с.

6. Дербенцев, И.С. Несущая способность и деформативность шпоночных соединений с петлевыми гибкими связями в стыках крупнопанельных многоэтажных зданий: дис. ... канд. Техн. Наук: спец. 05.23.01 / И.С. Дербенцев. – Челябинск, 2014. – 158 с.

7. Дербенцев, И.С. Методы определения несущей способности монолитных шпоночных соединений сборных элементов / И.С. Дербенцев // Вестник Южно-Уральского государственного университета «Строительство и архитектура». – Челябинск: Издательский центр ЮурГУ, 2012.- №15. – С. 63-65.

8. Дербенцев, И.С. Результаты испытаний натуральных образцов шпоночных соединений панелей крупнопанельных зданий с жесткими петлевыми связями /

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		78

И.С. Дербенцев // Научный поиск. Технические науки: материалы третьей науч. Конф. Аспирантов и докторантов. – Челябинск: Издательский центр ЮурГУ, 2011. - Т. 1.- С. 31-35.

9. Довженко О.А., Методика расчета шпоночных соединений железобетонных элементов / О.А., Довженко, В.В. Погребной, Ю.В. Чурса // Вестник Полтавского национального технического университета им. Ю. Кондратюка «Теория и практика строительства». – Львов, 2013. - №755. – С.111-117.

10. Довженко, О.А. Прочность одношпоночных стыков, разрушающихся по шву / О.А. Довженко, В.В. Погребной, И.А. Юрко // Технические науки: электрон. Научн. Журн. – Львов, 2015. - №7. – С. 100-121.

11. Довженко, О.А. Учет формы поперечного сечения шпонок при расчете их прочности / О.А. Довженко, В.В. Погребной, Ю.В. Чурса // Сборник научных трудов УкрДУЗТ. – Львов, 2015. - №155. – С.221 – 228.

12. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования. Под редакцией Пецольда Т.М. и Тура В.В. // учебное пособие для студентов строительных специальностей. – Брест, 2003. – 380 с.

13. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий: ВСН 32-77: утв. Госгражданстроем при Госстрое СССР 25.07.77. – М.: Стройиздат, 1978.

14. Карякин, А.А. Компьютерное моделирование, расчет и конструирование элементов жилых и общественных зданий повышенной этажности: учебное пособие / А.А. Карякин. – Челябинск: Издательский центр ЮурГУ, 2014. – 158 с.

15. Кащеев, Г.В. Прочность и податливость усовершенствованных стыков сборных диафрагм / Г.В. Кащеев, П.И. Алексеев // Исследование конструкций крупнопанельных зданий. – М.: Стройиздат, 1981. – С.64-71.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		79

16. Коноводченко, В.И. Прочность стыковых соединений сейсмостойких крупнопанельных зданий при сдвиге / В.И. Коноводченко, А.В Черкашин, П.Н. Бобришев // Бетон и железобетон. – 1968. - №8. – С.5-12.

17. Лишак, В.И. Прочность и жесткость стыковых соединений крупнопанельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / Е. Горачек, В.И. Лишак, Д. Пуме и др.; Под ред. В.И. Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.

18. Лишак, В.И. Прочность шпоночных стыков панельных зданий при сдвиге / В.И. Лишак, И.А. Романова // Сб. науч. Трудов ЦНИИЭП жилища «Конструкции крупнопанельных жилых зданий». – М.: ЦНИИЭП жилища, 1978. – С.49-54.

19. Маклакова, Т.Г. Конструирование крупнопанельных зданий / Т.Г. Маклакова – М.: Стройиздат, 1975. – 159 с.

20. Маклакова, Т.Г. Конструкции гражданских зданий: Учебник / Т.Г. Маклакова, С.М. Нанасова – М.: Издательство АСВ, 2000 – 280 с.

21. Мартынова, Л.Д. Испытание вертикальных сопряжений монолитных стен на воздействие сил сдвига [Текст] / Л.Д. Мартынова, Н.Г. Мартынова, Н.П. Абдулаева // Сб. науч. Трудов ЦНИИЭП жилища «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». – М.: ЦНИИЭП жилища, 1985. – С.34-41.

22. Митрофанов, В.П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона / В.П. Митрофанов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. - №6. – С. 23-28.

23. Отчет о научно–исследовательской работе на тему: «Исследование работы наружных трехслойных стеновых панелей, стыков и узлов сопряжения крупнопанельных жилых зданий на основе применения новых видов бетонов и новых конструктивных решений». - Челябинск: ЮУрГУ (НИУ), 2009.

					08.03.01- 2018 –187- ПЗ	Лист
						80
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

24. Отчет о научно–исследовательской работе на тему: «Исследование работы стыков и узлов сопряжения крупнопанельных жилых зданий на основе применения новых видов бетонов и новых конструктивных решений». - Челябинск: ЮУрГУ (НИУ), 2011.

25. Погребной, В.В. Прочность бетонных и железобетонных элементов при срезе: дис. ... канд. Техн. Наук: спец. 05.23.01 / В.В. Погребной. – Полтава, 2000. – 236 с.

26. Поляков, С. В. Испытания на сдвиг железобетонных (замоноличенных) стыков крупнопанельных зданий / С.В. Поляков, Г.Г. Шорохов//Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий. Труды ЦНИИСК, М.: ЦНИИСК, 1967. – С.14-17.

27. Пособие по проектированию жилых зданий / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.

28. Рожко, В.Н. Прочность шпоночных соединений бетонных и железобетонных элементов: дис. ... канд. Техн. Наук: спец. 05.23.01 / В.Н. Рожко. – Полтава, 2008. – 182 с.

29. Розанов, Н.П. Крупнопанельное домостроение / Н.П. Розанов – М.: Стройиздат, 1982. – 224 с.

30. Рохлин, И.А. Исследование и расчет бессварочных шпоночных стыков тонкостенных железобетонных конструкций / И.А. Рохлин, В.А. Бондарев. – К.: НИИСК Госстроя СССР. – 168. - 34 с.

31. Сонин, С.А. Сборно-монолитные железобетонные тавровые балки перекрытий подземных сооружений с бесшпоночным контактом и передачей нагрузки на сборную часть: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / С.А. Сонин. – Челябинск, 1985. – 256 с.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	<i>Лист</i>
						81
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		

32. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНИП 2.01.07 – 85*. – М., 2011. – 71 с.

33. СП 52-117-2008*. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Методы расчета и конструирование. - Введ. 2008-08-15. – М., 2008.

34. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНИП 52-01-2003. – Введ. 2013-01-01. – М., 2012.

35. СТО ЮурГУ 04-2008 Стандарт организации. Курсовое и дипломное проектирование. Общие требования к содержанию и оформлению / Т.И. Парубочая, Н.В. Сырейщикова, В.И. Гузеев. – Челябинск: Изд-во ЮурГУ, 2008. – 56 с.

36. Терминологический словарь по бетону и железобетону. Terms and definitions dictionary of concrete and reinforced concrete: [ФГУП «НИЦ «Строительство» НИИЖБ им. Гвоздева] / ред. кол.: К.В. Михайлов [и др.]. — М.: НИИЖБ им. Гвоздева, 2007. — 151 с.

37. Типовые узлы сопряжения трехслойных панелей наружных несущих и самонесущих стен и панелей внутренних стен толщинами соответственно 380/350/200 производства ООО «БЕТОТЕК» для зданий с высотой этажа 2,85м. Серия: БЕТОТЕК. II - УАС 10. Челябинск, 2014.

38. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. – Минск: Министерство архитектуры и строительства республики Беларусь, 2010. – 209 с.

39. Фалевич, Б.П. Проектирование каменных и крупнопанельных конструкций / Б.П. Фалевич, К.Ф. Штритер – М.: Высшая школа, 1966. – 239 с.

					08.03.01-2018 –187- ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		82

40. Шапиро, Г.И. К вопросу о построении расчетной модели панельного здания / Г.И. Шапиро, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. - №12. – С.32-33.

41. Шапиро, Г.И. Расчет зданий и сооружений в МНИИТЭП / Г.И. Шапиро, А.А. Гасанов, Р.В. Юрьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. - №6. – С.32-34.

42. Burachat Chatveera. Vertical shear strength of joints in prefabricated load-bearing walls [Текст] / Burachat Chatveera, Pichai Nimityongskul // J. Natl. Res. Council. – Thailand, 1994. – P.11-36.

43. Cholewicki A. Loadbearing capacity and deformability of vertical joints in structural walls of large panel buildings [Текст] / A. Cholewicki // Build science journal. – Great Britain, 1971. – vol.6. – P. 163-184.

44. Design and construction of large-panel concrete structures: Report 6. Design methodology. – USA, 1979. – 24 p.

45. Hanson W. Mechanisms of shear failure / Hanson W. // Mag. Of Concrete Research. – USA, 1983. – vol.35. – N123. –P. 99-106.

46. Michael P. Collins. A general shear design method / Michael P. Collins, Denis Michell, Perry Adebar, Frank J. Vecchio// ACI structural journal. –USA, Jan.-Feb. 1996, P.36-60.

47. Sarni H. Rizkalla. Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels / Sarni H. Rizkalla, Reynaud L. Serrette, J. Scott Heuvel, Emmanuel K. Attiogbe // PCI JOURNAL. – USA, 1989. – P.104-119.