

ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ МОЛДОВЫ

На правах рукописи

УДК 69.059:725/728

ДУМИТРЮК АВРЕЛ

**РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ
АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ ПОЯСОВ ЗДАНИЙ
И МЕТОДИКИ ИХ РАСЧЕТА С УЧЕТОМ ДЕЙСТВИЯ
СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ**

СПЕЦИАЛЬНОСТЬ - 211.02

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, ЭЛЕМЕНТЫ И ЗДАНИЯ

Автореферат диссертации

на соискание ученой степени доктора технических наук

КИШИНЭУ, 2019

Диссертация выполнена на Факультете *Градостроительство и Архитектура*, Департамент *Дороги, Материалы и Строительные машины* Технического Университета Молдовы, г. Кишинэу.

Научный руководитель:

РУСУ Ион, доктор хабилитат технических наук, профессор, научная специальность 211.02. *Строительные материалы, элементы и здания*.

Официальные оппоненты:

1. Барсук Александр, доктор хабилитат физико-математических наук, профессор Департамента теоретической физики Государственного Университета Молдовы;

2. Скамина Раиса, доктор технических наук, „Enterprise Business Consalting” S.R.L., г. Кишинэу.

Состав Специализированного Ученого Совета:

1. **Председатель** - Буртиев Рашид, доктор хабилитат физико-математических наук, ведущий научный сотрудник, заведующий сейсмологической лабораторией Института геологии и сейсмологии Республики Молдова;

2. **Ученый секретарь** - Тараненко Анатолий, доктор технических наук, доцент Технического Университета Молдовы;

Члены Специализированного Ученого Совета:

3. Верпаховская Александра, доктор хабилитат физико-математических наук, ведущий научный сотрудник Института Геофизики имени С.И. Субботина Национальной Академии Наук Украины;

4. Кроитору Георгий, доктор технических наук, начальник отдела технической политики и технического регулирования в строительстве Министерства Экономики и Инфраструктуры Республики Молдова;

5. Полканов Владимир, доктор технических наук, доцент Технического Университета Молдовы;

Защита диссертации состоится “11” октября 2019 года, в 15-00, по адресу: MD 2060, мун. Кишинэу, бул. Дачия, 39, ауд. 9-р. 20 на заседании специализированного ученого совета D 211.02-76 Технического университета Молдовы, мун. Кишинев.

С диссертацией на соискание ученой степени доктора технических наук можно ознакомиться в Библиотеке Технического университета Молдовы по адресу: г. Кишинев, ул. Студенческая, 9/9, блок 5-519, а также на веб-сайте Национального Агентства по Обеспечению Качества в области Образования и Исследований (www.anacip.md).

Автореферат разослан “ ” 2019.

Ученый секретарь СУС:

др. техн. наук, доцент

ТАРАНЕНКО Анатолий

Научный руководитель:

др. хаб. техн. наук, профессор

РУСУ Ион

Автор:

ДУМИТРЮК Аврел

© ДУМИТРЮК Аврел, 2019

КОНЦЕПТУАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Актуальность. В мировом масштабе пояса являются одним из основных антисейсмических мероприятий, в зданиях с каменными стенами. *Повышение сейсмостойкости каменных зданий путем устройства железобетонных поясов* впервые, в 1936-46 гг. предложил академик *К.С. Завриев* [16]. Антисейсмические (АС) пояса, в отличие от обвязок в уровне перекрытий, содержат опорную платформу для них. Известны монолитные, сборные и сборно-монолитные (СбМт) пояса и ригели (в дальнейшем пояса) в зданиях со сборными, монолитными и СбМт перекрытиями. В настоящее время СбМт пояса наибольшее развитие получили в Молдове, как и каменные здания (до 9-ти этажей) [2, 28]. На практике пояса рассчитываются по модели *Ю. Измайлова*, без учёта в работе подоконных частей, изменения жесткости и прогрессирующего разрушения кладки стен [2, 17].

Научная проблема. *Основной проблемой* в известных АС поясах является недостаточная технологичность и эффективность. *Монолитные* пояса (эталон) недостаточно технологичны. Их возведение выполняется в два этапа, до и после устройства перекрытий. Их опалубочные и арматурные работы и технологические перерывы, связанные с твердением бетона платформы для оперения перекрытий (около 7-ми дней), приводят к высокой трудоемкости и увеличению сроков строительства до 20-30%. *Сборные* пояса технологичны, но не эффективны, так как не обеспечивают плотный контакт с нижележащими стенами. Существующие СбМт пояса (аналог) соответствуют тенденции развития, сочетают в себе преимущества сборного и монолитного железобетона и, в отличие от сборных, контактируют со стеной монолитным бетоном, площадью равной 60% опорной площади всего пояса, установленной нормами Молдовы и Украины [2, 11]. Они недостаточно эффективны, так как при знакопеременном, сейсмическом воздействии плоский гладкий, неармированный контакт не обеспечивает совместную работу разновозрастных бетонов, вплоть до стадии разрушения и не допускается по норме [26]. Кроме того, перемычечные и простеночные сборные блоки короткие, что не технологично и их стыки расположены на краевых участках каждого простенка (у проемов), часто разрушаемых при землетрясении, что снижает сейсмостойкость здания. *Также проблемой* является отсутствие соответствующей методики расчета АС поясов и тем более СбМт конструкции, определения их прочности в предельном состоянии с учетом: - подоконных частей; - трещинообразования и деформирования простенков; - изменения их жесткости; - прогрессирующего разрушения наиболее слабого простенка на нижнем этаже, не допуская прогрессирующего обрушения кладки смежных простенков. Как отмечено *Ю.В. Измайло-*

вым «сейсмостойкое строительство остро нуждается в таких конструкциях, сегодня по существу отсутствует расчетный аппарат для антисейсмических поясов и в первую очередь для сборно-монолитных. Пробел этот нуждается в ликвидации» [19, с. 8-9], что актуально.

Цель исследований: - разработка эффективной, технологичной конструкции и методики расчёта, *антисейсмических сборно-монолитных* поясов зданий с каменными стенами, обеспечивающих совместную работу сборных элементов с монолитным бетоном, вплоть до стадии разрушения, при контакте монолитного бетона с ниже лежащей стеной, площадью не менее 60% общей опорной площади пояса.

Объект: - *АС* пояса зданий с каменными стенами и методика их расчета.

Предмет исследований: - технологичность и совместность работы сборного элемента с монолитным бетоном поясов в предельном состоянии с учетом подоконных частей, изменения жесткости кладки стен и предпрогрессирующего разрушения наиболее слабых простенков.

Основные задачи исследований.

- 1) Изучение сейсмостойкости зданий с каменными стенами, выявление тенденции развития антисейсмических поясов и сборно-монолитных конструкций;
- 2) Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов и экспериментальные исследования их прочности, деформаций и трещиностойкости;
- 3) Численные исследования прочности антисейсмических поясов зданий с учетом подоконных частей, трещинообразования, деформирования и предпрогрессирующего обрушения кладки стен;
- 4) Разработка методики конструирования и расчета, *АС* сборно-монолитных поясов;
- 5) Общие выводы и рекомендации.

Избранные методы исследований. Исследования проводились изобретательскими способами (*зеркального отражения, проб и ошибок*), аналитическим, численным и экспериментальным методами, решая научные задачи по совершенствованию конструктивных решений антисейсмических поясов зданий и методики их расчета на основе прикладной науки в строительстве - теории сейсмостойкости сооружений.

Научная новизна и оригинальность.

1. **Разработанная конструкция с методикой конструирования** антисейсмических сборно-монолитных поясов и устройством для их изготовления (*изобретения автора* [1, 6, 8, 25]), обеспечивает совместную работу составных элементов – сборного пустотелого блока и монолитного сердечника (*ребра по всей высоте*) вплоть до стадии разрушения.

В *СбМт* аналоге гладкий, плоский, неармированный контакт не обеспечивает эту совместность. В предлагаемом *СбМт* поясе несущая способность повышается до $\geq 1,5 \div 2,5$ раза, по сравнению с монолитным поясом, содержащим технологический шов в уровне перекрытия. Этот эффект достигается, прежде всего, за счет регулярно расположенных сквозных шпонок-перемычек, соединяющих ветвьбалки сборного пустотелого блока, пронизывающих монолитный бетон сердечника и усиливается консольными шпонками и поперечным армированием контактного шва, что подтверждается экспериментальными исследованиями. При этом создается прочный контакт монолитного бетона с расположенной ниже стеной площадью до 70÷75% общей опорной площади пояса (*что >60%*). Кроме того, довольно жёсткие шпонки-перемычки позволяют выполнять сборные блоки длиной до $L \geq 7 \div 8$ м, перекрывать несколько проемов и осуществлять их стыковку в середине простенков, за пределами краевых зон подверженных риску разрушения при землетрясении.

Предложенное устройство позволяет формировать полость различных пустотелых блоков с перемычками, перегородками, шпонками и арматурными выпусками.

2. Разработана методика расчета предложенных антисейсмических *СбМт* поясов зданий с учетом действия сейсмических сил, **по предельным состояниям:**

- **по основным и особым сочетаниям нагрузок действующих на здание** с учетом подоконных частей, трещинообразования, деформирования кладки стен и разрушения наиболее слабого простенка нижнего этажа, не допуская прогрессирующего обрушения смежных простенков здания, *методом конечных элементов;*

- **по несущей способности** (прочности, 1-я группа) **и пригодности к нормальной эксплуатации** (деформациям и трещиностойкости, 2-я группа) **поясов** с определением прочности их внутреннего контактного шва, *аналитическим методом.*

Теоретическая важность полученных результатов. Результаты исследований позволяют повышать сейсмостойкость зданий за счёт:

- повышения несущей способности *АС* поясов с помощью мощного монолитного ребра, выполненного на всю их высоту (*без горизонтального технологического шва*), соединенного с пустотелым блоком с помощью механических связей (*прежде всего шпонок-перемычек*), обеспечивающих их совместную работу вплоть до стадии разрушения;

- совершенствования методики расчета *АС* поясов по предельным состояниям.

Практическая значимость. Разработанная конструкция и методика расчетов антисейсмических *СбМт* поясов, позволяют использовать их при проектировании зданий со сборными, монолитными и *СбМт* перекрытиями и с каменными и каркасно-каменными

стенами. Они также применимы в монолитных, сборно-монолитных и каркасных зданиях со стенами, диафрагмами и свободными пролетами.

Внедрение научных результатов. Предложенная конструкция *СбМт* пояса использована при строительстве 9-ти этажного жилого дома по ул. И. Солтыса в г. Кишиневе. Предшествующий её вариант (*Вм-1*) использовался в нескольких проектах жилых домов.

Положения, выносимые на защиту. На защиту выносятся результаты разработки конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий и методики их расчёта с учетом действия сейсмических сил.

Апробация работы и личный вклад соискателя. Основные результаты выполненной работы докладывались, обсуждались и были одобрены:

- на «conferința tehnico-științifică internațională/Problemele actuale ale urbanismului și amenajării teritoriului». Chișinău, 13-15 noiembrie 2014. «Антисейсмический сборно-монолитный пояс и особенности сцепления «старого» и «нового» бетона»;

- на V Международной конференции, состоявшейся в Санкт-Петербургском государственном архитектурно-строительном университете 25-28 июня 2013 г. «Сборно-монолитный антисейсмический пояс»;

- на Республиканской научно-технической конференции, посвященной 25-летию образования КПИ им. С.Лазо 19-21 апреля 1989 года. «Конструктивное решение каркасно-крупноблочного здания»;

- на XXVI студенческой научно-технической конференции вузов Молдавской ССР, Белорусской ССР и прибалтийских республик, состоявшейся в Кишиневе 21-23 апреля 1982 года. «Нелинейный расчет фрагмента стены, вырезанного из многоэтажного здания».

Личный вклад соискателя состоит:

- в проведении аналитических, экспериментальных и численных исследований;
- в разработке конструкции сборно-монолитных *АС* поясов зданий и устройства для их изготовления, методики их конструирования и расчёта, по предельным состояниям с учётом действия сейсмических сил;

- в разработке примеров расчета прочности *АС* поясов по методике автора.

Объём и структура диссертации. Диссертационная работа состоит из аннотации, сокращений, введения, основной части (4-х основных разделов), общих выводов и рекомендаций, списка литературы и приложений. Диссертация изложена на 213 страницах, из которых 149 страниц основного текста, в т.ч. 87 рисунков и 3 таблицы, также список литературы из 167 наименований на 15 страницах и приложения на 49 страницах.

СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИИ

Во введении обоснована актуальность темы, отражена степень научной разработки выявленной проблемы, сформулированы цели и задачи исследований, научная новизна, теоретическая важность и практическая значимость полученных результатов.

В первой главе «Изучение сейсмостойкости зданий с каменными стенами, выявление тенденции развития антисейсмических поясов и сборно-монолитных конструкций» рассмотрены теоретические основы сейсмостойкости зданий и место антисейсмических поясов при их совершенствовании. Изучен опыт отечественных и зарубежных специалистов по повышению сейсмостойкости зданий с каменными стенами на основе анализа последствий воздействия землетрясений, теоретических и экспериментальных исследований. Среди рассмотренных специалистов - учёные основоположники: Ф. Омори и Мононобэ (Япония), Т. Кох, Г. Хаузнер, Р. Мартела (США), К.С. Завриев, В.А. Быховский, И.Л. Корчинский (СССР). Современные учёные: - Christie Hale, Norman Abrahamson (США); - Танака Ясунаги, Номура Горо (Япония); - Frederik Tilmann, Bernd Schurr (Германия); - Yong Zhang (Китай); Carmine Lima, Gaetano De Stefano (Италия); Ali Bakhshi, Mohammad Ali Ghannad (Иран); Россия: Я.М. Айзенберг, А.Е. Кузьмичёв, С.В. Поляков, Я.Г. Сунгатуллин, В.И. Уломов. Украина: - А.С. Городецкий, Б.П. Гудков. Румыния: Г. Мармурану, М. Радулиан. Молдова: - В. Алказ, А. Золотков, Ю. Измайлов и др.

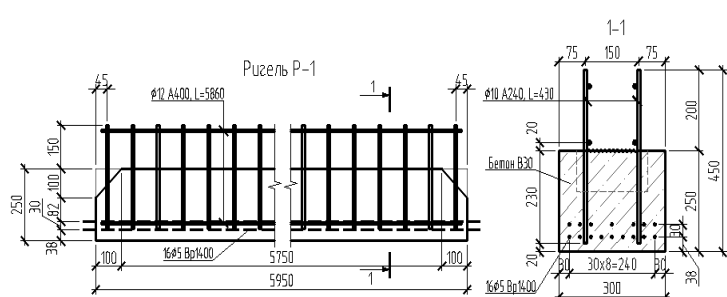


Рис. 1. СбМт ригель ООО «ЦЕНТР МКС» для сборно-монолитного каркаса зданий [22].

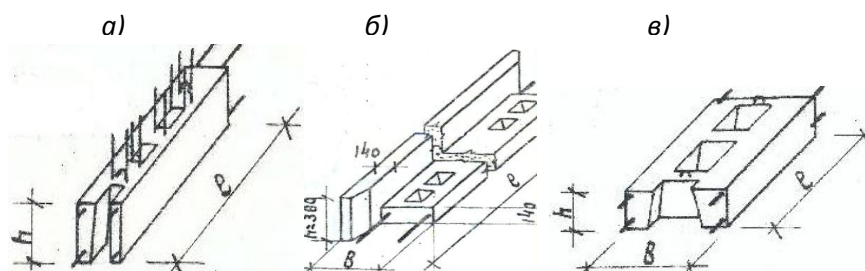


Рис. 2. Сборный переемычный (а) и поясной (б) блок поясов наружных и (в) внутренних стен зданий 102 серии [20].

Анализ полученной информации показывает, что, не смотря на интенсивное развитие в повышении сейсмостойкости зданий в мире, вопросы по совершенствованию конструкции антисейсмических поясов и методики расчета зданий с каменными стенами и их усилению

остаются **актуальными**.

В мировом масштабе используются АС пояса преимущественно из монолитного железобетона. Для обеспечения возможности монтажа

перекрытий в одном технологическом цикле с поясами и ригелями (в дальнейшем пояса),

последние выполняются из сборного железобетона, к примеру, в каркасных (рис.1) [22] и каменных зданиях (рис.2) [20]. Эти пояса содержат опорную платформу для перекрытий и монолитную обвязку между ними. При этом ликвидируются технологические перерывы необходимые для твердения монолитной опорной платформы. В сборных поясах технологический шов в уровне низа перекрытий снижает их несущую способность, а наличие сплошного бетона не обеспечивает арматурную связь и плотный контакт с нижележащими стенами и диафрагмами. Для ликвидации данных недостатков в проектах каменных зданий, разработанных ГПИ «Молдгипрострой» и Одесским инженерно-строительным институтом, предусмотрена конструкция *сборно-монолитных* ригелей (*поясов*) содержащих пустотелые перемычечные блоки с дном и простеночные без дна, стыкуемые в наиболее напряженных краевых опорных зонах простенка, расположенных вблизи граней проемов, подверженных повышенному риску разрушения [18]. В Молдавских нормах предусмотрена аналогичная конструкция *СбМт* поясов (*поясных ригелей*), в которой перемычечный блок выполнен без дна (рис.3) [2, 17]. Основным недостатком этих поясов

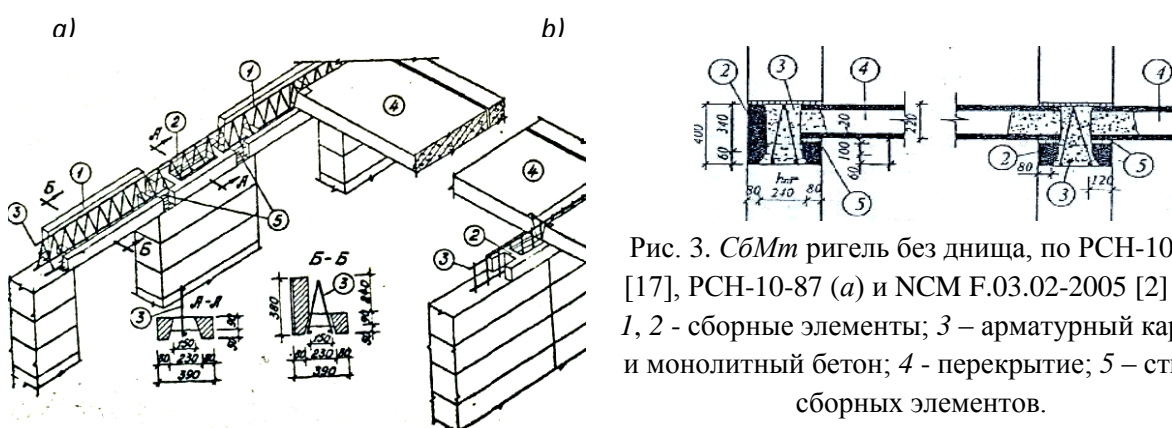


Рис. 3. *СбМт* ригель без дна, по РСН-10-79 [17], РСН-10-87 (а) и NCM F.03.02-2005 [2] (b): 1, 2 - сборные элементы; 3 – арматурный каркас и монолитный бетон; 4 - перекрытие; 5 – стыки сборных элементов.

является гладкая поверхность контакта с монолитным сердечником и отсутствие арматурных выпусков, что не допускается по норме, при многократно повторяющейся (*сейсмической*) нагрузке [26, п. 2.30, прим.]. Не обеспечивается совместная работа разновозрастных бетонов, вплоть до стадии разрушения. В предельном состоянии, сборный и монолитный элементы работают раздельно, что приводит к снижению несущей способности поясов. *Требуется разработка более совершенной конструкции СбМт поясов (ригелей).*

В стенах с широкими простенками ($\lambda_p=l_p/h_p \geq 1$) пояса работают как континуально опертые балки и армируются конструктивно, только надпроемные части рассчитываются как перемычки [2]. В стенах с узкими простенками ($\lambda_p=l_p/h_p < 1$) пояса работают как неразрезные ригели [2]. На практике расчеты поясов в каменных стенах выполняются без учёта в работе подоконных частей, по методике Ю. Измайлова, используемой в ранее дей-

ствующих нормах, приемлемой для стен из крупных блоков, высотой на этаж с вертикальной разрезкой по граням оконных проёмов (рис.4) [3]. В действительности в каменных стенах подоконная часть выполняется совместно с простенками и участвует в работе на перекося, при котором нагрузка на пояс передается не по грани простенка, а на более отдаленном расстоянии, через подоконную часть, увеличивая расчётное плечё и соответственно изгибающий момент, что нельзя игнорировать. *Требуется совершенствование методики расчета поясов.*

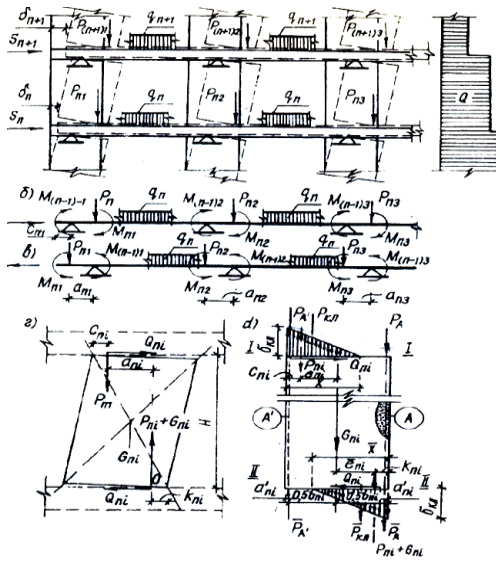


Рис. 4. Схема Ю.В. Измайлова – расчет антисейсмических поясов при перекосе простенков [2, 24].

вающих прогрессирующее обрушение в расчётах строительных конструкций с применением мульти линейной аппроксимированной зависимости «сила-перемещение», требующий мощных программных комплексов. При этом установлено, что **граничным значением повреждений конструкций является увеличение периода колебаний (T) до 30%**, за пределами которого возникают пластические шарниры и локальные повреждения [10].

Пояса, как сборно-монолитные конструкции должны соответствовать их требованиям [12, 13, 26, 27]. Несущая способность $SбМт$ конструкций зависит от связи разновозрастных бетонов. Прочность сцепления контактного шва при сдвиге (R_{cd}), по данным Ю. Люненко [23] зависит, прежде всего, от типа контактной поверхности. По норме связь элементов $SбМт$ конструкций осуществляется выпусками арматуры, шпонками, шероховатыми поверхностями с выступами и впадинами ≥ 10 мм, продольными выступами [26]. Расчетная длина контактного шва в поясе определяется в зоне расслоения l_{sq} , между наклонными трещинами, в момент их образования ($M \geq M_{тр}$), установленной Я.Г. Сунгатуллин [27], но в пределах 4-х высот (h) пояса, установленной А.Е. Кузьмичевым [21].

Пояса не должны разрушаться при повреждениях стен [2] и даже при разрушении отдельных простенков, что должно учитываться в расчетах.

При расчётах зданий, нормами предусмотрено увеличение сейсмической нагрузки в m раз, без учёта фактического снижения жёсткости повреждаемых конструкций [2], в то время, когда жёсткость является основным параметром при определении периода колебаний - сейсмических сил.

Т.Л. Дадаян (Армения) предложил метод расчета конструкций зданий с использованием усреднённых жёсткостей, в отличие от пластических шарниров, лежащих в основе стандартов США, учиты-

Во второй главе выполнена «Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов и экспериментальные исследования их прочности, деформаций и трещиностойкости».

В результате исследований, изобретательским способом (методом зеркального отражения, проб и ошибок), разработаны усовершенствованные конструктивно-технологические решения антисейсмических поясов, среди которых:

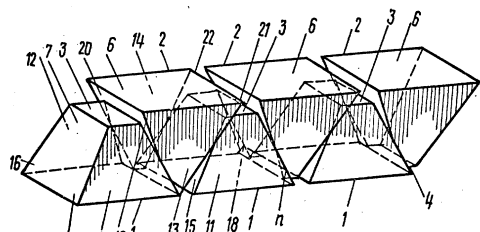


Рис. 5. Устройство с клиновидными, противоположно направленными сердечниками (1, 2), для формования пустотелых блоков со шпонками и перемычками [25].

- устройства для механизации опалубочных работ для монолитных поясов [5, 9];

- сборно-монолитная (СбМт) конструкция пояса с монолитным сердечником в канале с обратным уклоном стенок и со шпонками, образованном в сборном стеновом блоке и перемычке, приемлемая для крупноблочных стен [7];

- устройство с клиновидными, противоположно направленными пустообразователями для формования полости блоков со шпонками и перемычками (рис.5) [25];

- СбМт конструкция пояса Тип-1, пустотелый блок, которого, содержит регу-



Рис. 6. Опытный образец сборного блока СбМт пояса (Тип 1), представленный на выставку в Молдове, где разработки автора были удостоены второй премии. [Фото автора, на ВДНХ МССР].

- СбМт конструкция пояса Тип-1, пустотелый блок, которого, содержит регу-

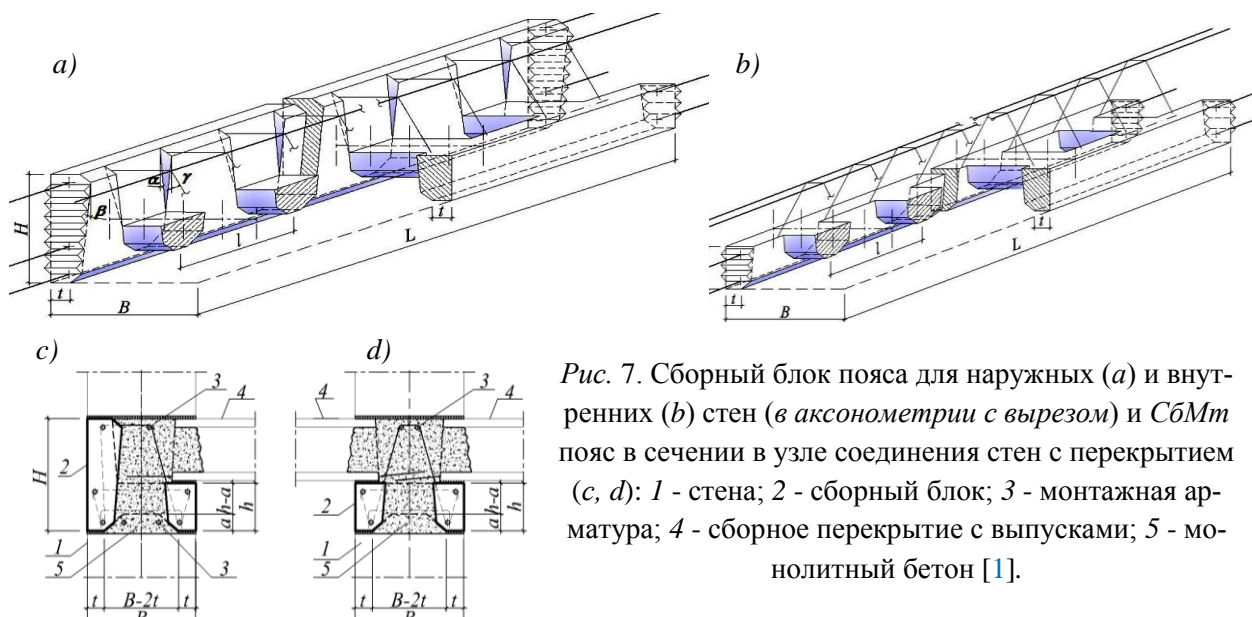


Рис. 7. Сборный блок пояса для наружных (а) и внутренних (b) стен (в аксонометрии с вырезом) и СбМт пояс в сечении в узле соединения стен с перекрытием (с, d): 1 - стена; 2 - сборный блок; 3 - монтажная арматура; 4 - сборное перекрытие с выпусками; 5 - монолитный бетон [1].

лярно расположенные шпонки на внутренних поверхностях и перемычки внизу [6], по

которой изготовлен образец (рис.6), участвовавший, совместно с изобретениями автора, на выставке в Молдове, где получена 2-я премия. Этот образец был изготовлен в форме, разработанной по патенту автора [2]. По 1-му типу было запроектировано ряд жилых домов;

- *СбМт* конструкция пояса, пустотелый блок, которой, также содержит шпонки и переемы отличается тем, что эти переемы расположены внизу иверху [8]. Она приемлема для сильно нагруженных конструкций не только поясов, ригелей, а и стен зданий и сооружений;

- *СбМт* конструкция пояса *Тип-2*, пустотелый блок, которой, также содержит шпонки и переемы, расположенные внизу, отличается от 1-го типа тем, что эти переемы приподняты над основанием (рис.7) [1]. По *типу 2* изготовлены антисейсмические пояса, использованные при строительстве 9-ти этажного 132-х квартирного жилого дома по ул. Ивана Солтыса в г. Кишиневе и проведены экспериментальные исследования;

- инвентарное опорное устройство на колонны [4], без закладных деталей, использу-

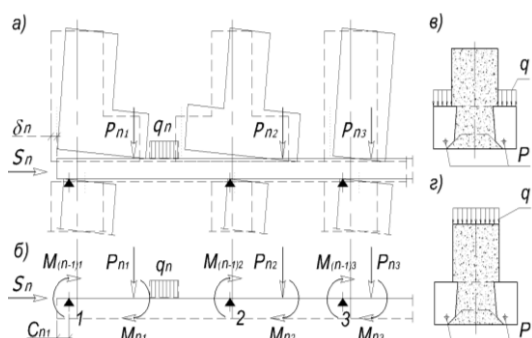


Рис.8. Схема расчетная (а, б) и загрузки сборно-монолитной балки через опорные полки сборного элемента (в) и через ребро монолитного элемента (г). [Разработка автора].

емое для оперения поясных блоков в пролётах без стен, приемлемое и для других знакопеременных нагрузок.

В результате экспериментальных исследований *СбМт* поясов изучено:

- работает ли совместно сборный и монолитный элементы вплоть до стадии разрушения;
- влияет ли пригруз сборного блока до омоноличивания на работу *СбМт* балки полным сечением, после твердения монолитного бетона.

Пояс в стенах с узкими простенками работает как неразрезной ригель (рис. 4). Растянутая зона внизу в пролетах иверху над опорами. На стройке загружаются вначале опорные полки, а затем после твердения бетона, дополнительно монолитное ребро (рис. 8).

Испытания проводились на натуральных образцах балок, исключаящих искажения присущие образцам, выполненным в масштабе. Испытывались балки на 2-х опорах. Основная задача решалась в эксперименте Э-1, где две балки внутренних стен, серии А, эмитировали пролетные участки с сечением в нормальном положении, а другие две, серии Б, эмитировали надопорные участки с сечением в перевернутом положении (рис.9). Дополнительно, изучалось влияние пригруза сборного блока в эксперименте Э-2, где две балки

наружных стен с сечением в нормальном положении, серии В, дополнительно пригружались плитами перекрытий с нагрузкой, вызывающей трещинообразование в

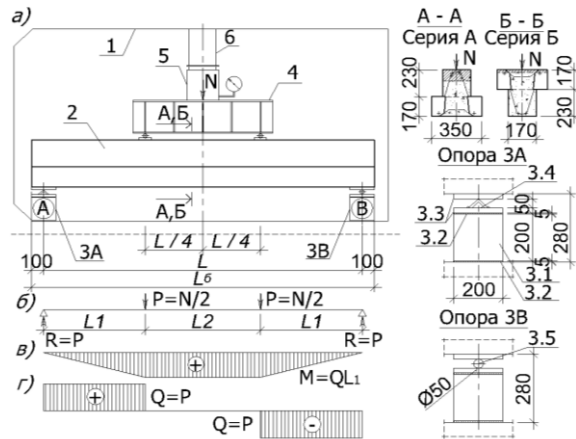


Рис. 9. Схема испытания СбМт балок серий А и В внутренних стен (а), расчетная схема (б) и эпюры M, Q (в, г), без учета собственного веса: 1 - рама испытательного стенда; 2 - СбМт балка; 3А - опора неподвижная; 3В - подвижная опора; 4 - траверса на подвижных опорах; 5 - гидравлический домкрат $N=300$ кН (30 тс). [Разработка автора].

опорных ветвях сборных блоков (рис.10). Основные испытания проводились с помощью гидравлического

домкрата ступенями около 10% от разрушающей нагрузки. После каждого этапа

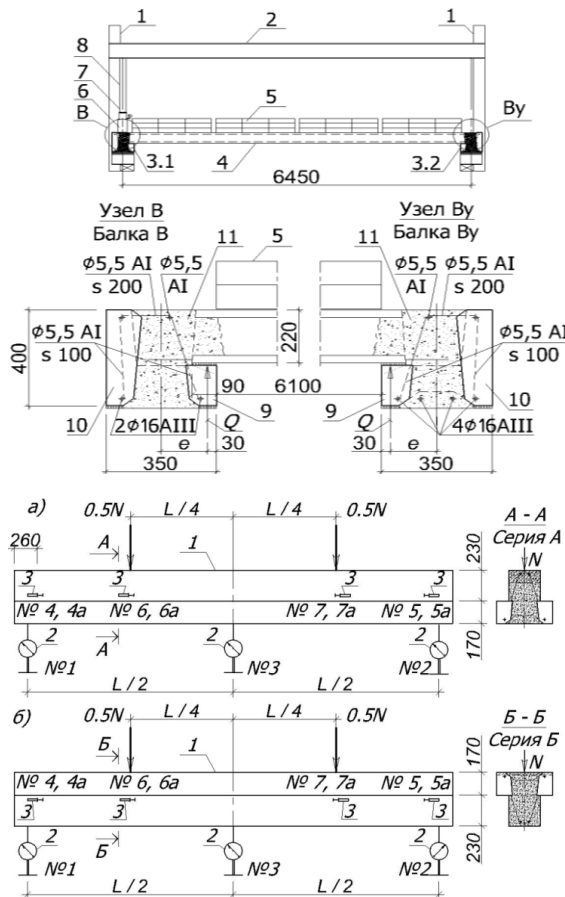


Рис. 10. Схема испытания пары СбМт балок серии В, поясов наружных стен: 1 - рама испытательного стенда; 2 - вспомогательная балка стенда; 3.1 - СбМт балка пояса В; 3.2 - тоже - Ву; 4 - настил из круглопустотных панелей перекрытия; 5 - постоянная нагрузка; 6 - траверса на подвижных опорах; 7 - гидравлический домкрат; 8 - насадка; 9 - опорная ветвьбалка; 10 - ограждающая ветвьбалка; 11 - монолитный сердечник. [Разработка автора].

проводился визуальный осмотр балок с фиксацией трещин и определением ширины их раскрытия с помощью оптической градуированной трубки. Также проводились наблюдения за прогибами балки и сдвигом монолитной части относительно сборного элемента. Как прогибомеры, так и сдвигомеры были изготовлены на базе индикаторов часового типа с ценой деления $0.01 \div 0.001$ мм (рис.11).

Рис. 11. Схема размещения измерительных приборов при испытаниях балок серий А (а), В (б): 1 - СбМт балка; 2 - прогибомер; 3 - сдвигомер. [Разработка автора].

Результаты испытаний СбМт балок.

В стадии I (начальной), до появления первых трещин, СбМт балка ведет себя как

монолитное изотропное тело, испытывая упругие деформации. Продолжительность

этой стадии изменяется в зависимости от прочности бетона, насыщения рабочей арматуры и величины расчетного пролета балки. Как правило, на этой стадии НДС трещины в

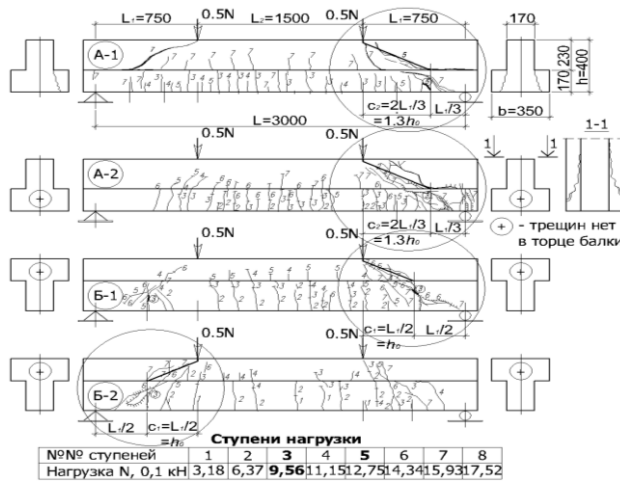


Рис. 12. Динамика трещинообразования в испытанных СбМт балках серий А и Б. [Разработка автора].

конструкциях не фиксируются. Границей стадии I является достижение в бетоне растянутой зоны балки напряжения равного значению R_{bt} . В стадии II (эксплуатационной, наиболее продолжительной) с ростом нагрузки напряжение в бетоне растянутой зоны достигают величины R_{bt} , появляются первые трещины, как правило, нормальные. В средней зоне балки между 2-мя катками, передающими нагрузку, где, при заданном ее уровне, эпюра изгибающего момента неизменна, такие трещины появлялись практически одновременно по всей длине этой зоны (рис. 12) с шагом близким к расчетному значению. В балках серии А и Б **первые трещины** возникали при нагрузке, составляющей 20 - 40% от разрушающей.

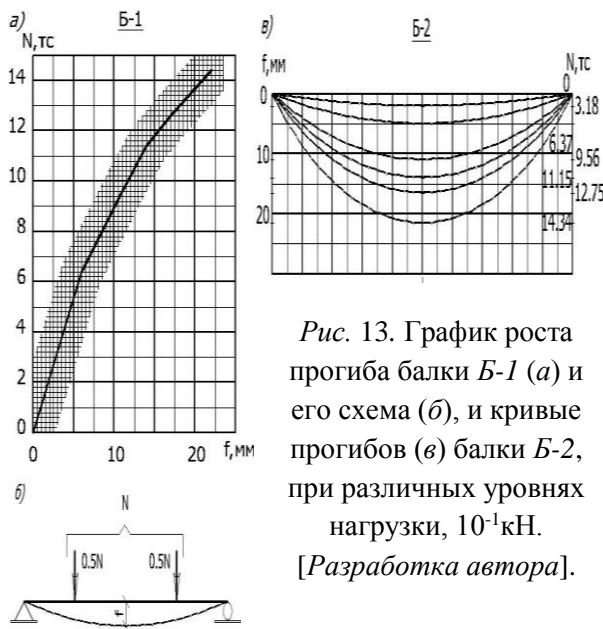


Рис. 13. График роста прогиба балки Б-1 (а) и его схема (б), и кривые прогибов (в) балки Б-2, при различных уровнях нагрузки, 10^{-1} кН. [Разработка автора].

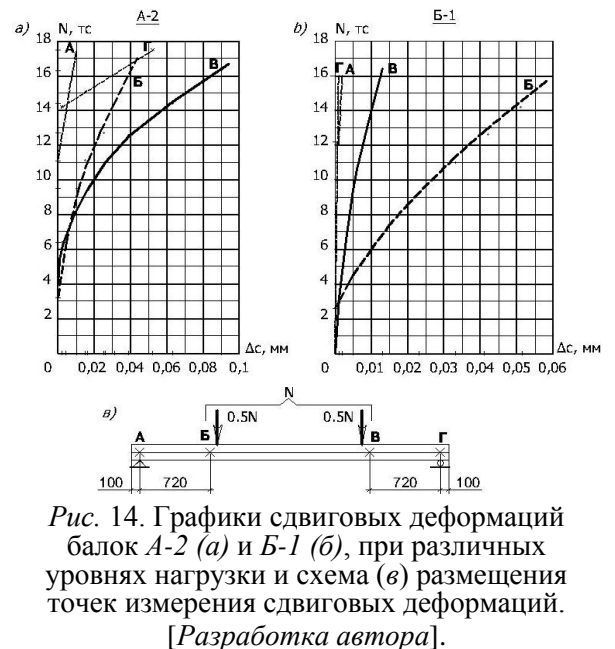


Рис. 14. Графики сдвиговых деформаций балок А-2 (а) и Б-1 (б), при различных уровнях нагрузки и схема (в) размещения точек измерения сдвиговых деформаций. [Разработка автора].

Первоначально эти трещины не доходили до горизонтальной плоскости, отделяющей сборный элемент балки от ее монолитной части. С увеличением нагрузки трещины преодолевали этот рубеж, распространяясь по большей высоте балки. Между старыми трещинами дополнительно появлялись и новые, их шаг сокращался.

Раскрытие трещин и увеличение их числа закономерно сопровождалось снижением жесткости балки. Ее прогибы росли. При этом графики прогибов не меняли своего плавного характера, свидетельствуя об отсутствии каких-либо глобальных изменений в конструкции, во взаимосвязи элементов балки, в ее конструктивной структуре (рис. 13). Это подтверждают и графики сдвиговых деформаций, по плоскостям контакта сборных и монолитных элементов (рис. 14).

При нагрузке N , составляющей 55-65% разрушающей N_u в балках появлялись косые трещины, определяющие их исчерпывающую (предельную) несущую способность. В 3-х балках, из 4-х испытанных в эксперименте Э-1 (серии А и Б), такие трещины появлялись у обеих опор (рис. 12). С ростом нагрузки интенсивно увеличивалось их раскрытие и продвижение в сжатую зону конструкции.

В стадии III (разрушающей) дальнейшее увеличение нагрузки сопровождалось значительным раскрытием трещин балок (рис. 12, 15) с резким увеличением прогибов, трудно фиксируемых инструментально.

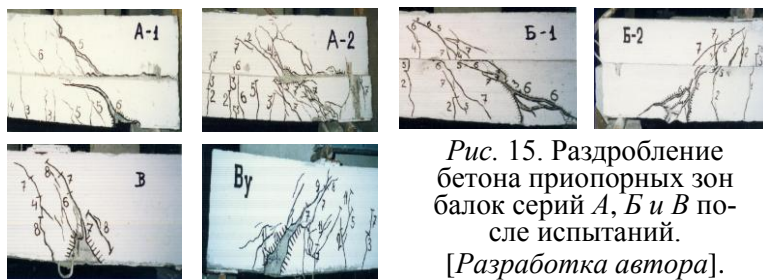


Рис. 15. Раздробление бетона приопорных зон балок серий А, Б и В после испытаний.
[Разработка автора].

Аналогично вели себя балки эксперимента Э-2 (рис. 16).

Наблюдения показали, что в некоторых балках серий А и В (в отличие от балок серии Б)

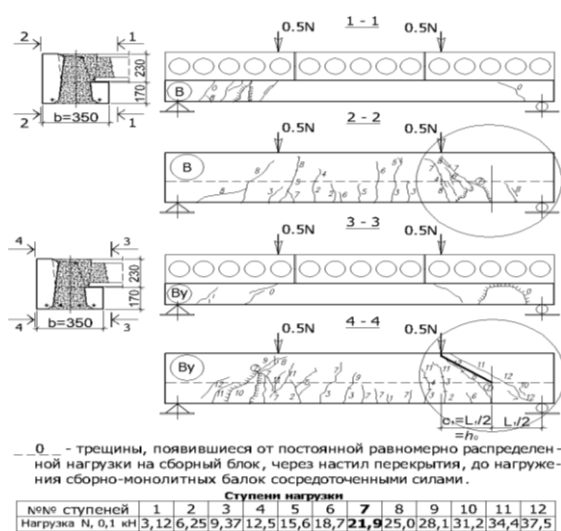


Рис. 16. Динамика трещинообразования в балках серии В, при испытаниях.
[Разработка автора].

в стадии разрушения имел место срез бетона по контактными поверхностям сборных и монолитных элементов на некоторых концевых участках, где касательные напряжения достигали максимума (рис. 12). Вскрытием этих балок после испытаний было установлено, что в стадии разрушения монолитный бетон на некоторых концевых участках балок отслоился от сборных элементов, т.е. в данном случае, реализовалась общеизвестная «закономерная» проблема, относительно низкой прочности сцепления старого бетона с новым. Однако, как показали вскрытия, железобетонные перемычки, соединяющие ветвьбалки сборного блока между собой и пронизывающие монолитный

бетон, остались неразрушенными во всех образцах, испытывая только смятие. Их положительная роль проявилась полностью.

В балках серии В (эксперимент Э-2) с настилом из плит перекрытия (рис. 10):

- в 1-м, технологическом этапе, при загрузке сборного блока, каждая ветвь балки работала отдельно друг от друга;

во 2-м, эксплуатационном этапе, после твердения монолитного бетона, предварительный пригруз сборных блоков и сквозные трещины в них не снизили несущую способность СбМт балок. Наоборот, они выдержали нагрузку в 1,5-2 раза больше балок серии А, за счет включения в работу сжатой полки перекрытия и толстого СбМт ребра со шпонками по всей высоте (расчетное плечё $z=h_0-0,5x$), несмотря на то, что еще до омоноличивания низкая ветвь балки имела приопорные трещины, вызванные нагрузкой превышающей расчетную технологическую.

В третьей главе «Численные исследования прочности антисейсмических поясов зданий с учетом подоконных частей, трещинообразования, деформирования и прогрессирующего обрушения кладки стен» выявлялись влияния на пояса: - подоконных частей, трещинообразования, деформирования их и опорных зон простенков; - усиления особо узкого простенка по всей высоте здания и недогруженных стен верхнего (5-го) этажа, в увязке с поясами; - разрушение «слабого» простенка первого этажа; - упругой заделки здания в основании. Исследования проводились при основном и особом сочетании нагрузки с сейсмичностью 8 баллов, при учете изменения жесткости в предельно-напряженных конечных элементах кладки стен с помощью МКЭ, по программе SCAD с использованием пространственной расчетной схемы здания.

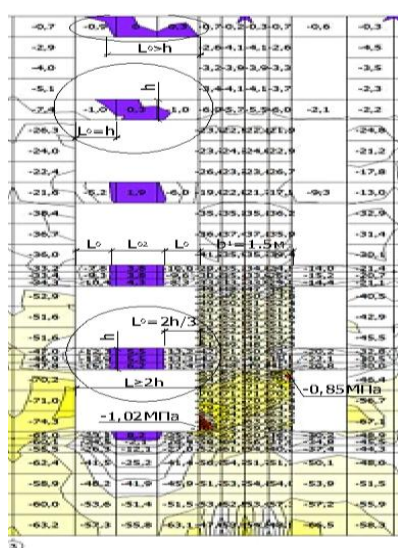


Рис. 17. В эталонном расчете $Rt2. I_{y0}$ (с упругим основанием) напряжения сжатия максимальные, в краевой опорной зоне нижнего простенка b_1 ($\sigma = 1,02 \text{ МПа}$, при $R = 1 \text{ МПа}$) – упругая стадия 1б, в среднем участке подоконных частей (L_{02}) появились растягивающие напряжения $\sigma_t > 0$, свидетельствующие о трещинообразовании кладки. [Разработка автора].

Принятые допущения: - при появлении растягивающих напряжений $\sigma_t > R_t = 0$ появляются трещины, кладка не работает, модуль упругости $E = 0$ (в палитре, на рис. 17, положительные значения); - сжимающие напряжения в кладке σ , превышающие сопротивление сжатию R ($\sigma > R = 1 \text{ МПа} = 100 \text{ тс/м}^2$), вы-

зывают ее разрушение, модуль упругости $E = 0$ (в палитре отрицательные значения «-»).

В процессе исследований выявлено, что **пояса, при совместной работе с кладкой, испытывают 3 стадии.**

В упругой стадии Iб, подоконные участки длиной L_0 , в пределах от $2/3$ до 1 высоты (h) подоконника, испытывают сжимающие напряжения, а оставшаяся часть подоконника – растягивающие ($\sigma_i > 0$), свидетельствующие о трещинообразовании и выключении их из работы, модуль упругости кладки стремится к нулю ($E \rightarrow 0$). В расчете $Rt 2.1_{yo}$, опорные части наиболее узкого простенка b_1 , 1-го этажа, испытывали сжимающие напряжения (σ), достигающие предельного расчетного сопротивления кладки (R). А на верхнем этаже трещины достигали всей длины подоконников с $L \geq 2h$ и появились в некоторых коротких с $L < 2h$.

В эксплуатационной стадии IIб появляются трещины и смятия в опорных краевых,

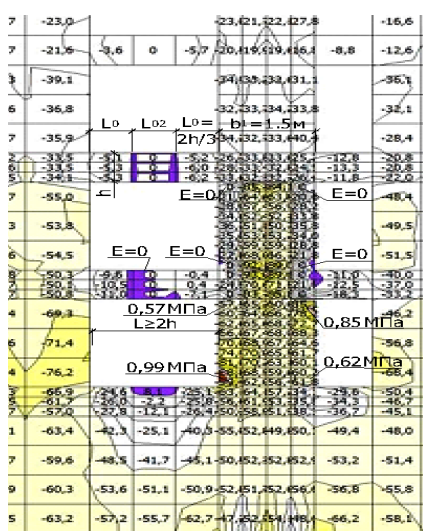


Рис. 18. Не значительные напряжения сжатия $\sigma, 10^{-2}$ МПа (тс/м²) в кладке стен с учетом повреждаемых подоконных и опорных частей (модуль упругости $E=0$) в простенках, в расчете $Rt 2.6_{yo}$ (стадия IIб, эксплуатационная завершающая).
[Разработка автора].

диагонально расположенных зонах простенков, над и под поясами, (рис. 18, 23). Нагрузка от простенков на пояса передается через подоконники на участках без трещин (L_0), а участки с трещинами (L_{02}) действуют как нагрузка. При этом период колебаний T_{f2} увеличился на 1,66% (что $< 30\%$), в расчете $Rt 2.6_{yo}$. Усиление не нормативных простенков, а также недогруженных стен с поясами верхнего этажа более полно включает их в работу.

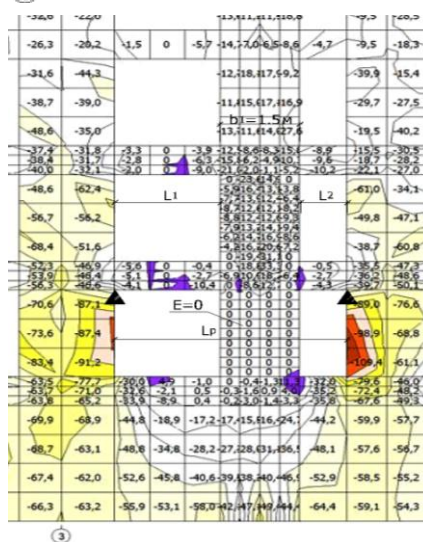


Рис. 19. Напряжения сжатия в кладке стен $\sigma, 10^{-2}$ МПа (тс/м²) допустимы в расчете $Rt 2.5_{yo}$, выполненном при учете разрушения простенка 1-го этажа, повреждений участков подоконных частей и опорных участков в простенках (стадия IIIа, предразрушающая).
[Разработка автора].

В предразрушающей стадии IIIа (расчёт $Rt 2.5_{yo}$) сжимающие напряжения σ в наиболее слабом простенке 1-го этажа достигают максимума, модуль упругости $E_{1np} \rightarrow 0$, происходит его раз-

рушение, свидетельствующее о возможности начала прогрессирующего разрушения стен здания. При этом вся нагрузка, от вышележащих этажей, ранее действующая на этот простенок, приходится на нижележащий пояс. Её величина, пролет пояса (L_p) и усилия в

нем достигают предельных значений, учитываемых в расчетах с целью недопущения прогрессирующего разрушения кладки смежных простенков (рис. 19, 23). Период колебаний T_{f2} (сек), в расчёте $Rt2.5_{yo}$, увеличился на 2,04% (что <30%). Напряжения сжатия в кладке смежных простенков предельно допустимы ($\sigma \leq 1,09 \text{ Па} \approx R = 1 \text{ МПа}$).

Предельные усилия в поясах, возникают при учете разрушения слабого простенка нижнего этажа с повреждениями участков подоконных частей и опорных участков в простенках (рис. 20, $Rt2.5_{yo}$, предразрушающая стадия IIIa, где: а) – продольная сила N ; б) – изгибающие моменты MU ; в) – перерезывающая сила QZ).

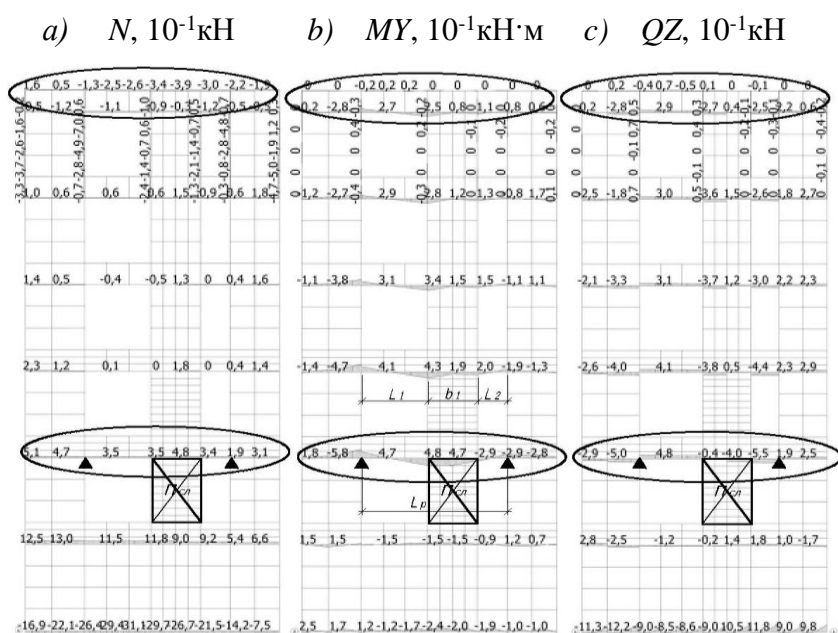


Рис. 20. Предельные расчётные усилия в поясах (расчёт $Rt2.5_{yo}$) - предразрушающая стадия IIIa. [Разработка автора].

В ИТОГЕ АС пояса работают с кладкой стен совместно, вплоть до ее частичного, ремонтно-пригодного разрушения. Наибольшие пролеты (L_p) и нагрузки испытывают пояса в предразрушающей стадии IIIa, которая принимается за расчетную. **Графики усилий в поясах и периодов колебаний здания** (T , сек) имели поэтажно плав-

ный характер, сходим во всех расчетах. **В отличие от жесткого защемления** здания ($Rt1.1_{zo}$) **упругое основание** ($Rt1.1_{yo}$) несколько (до 2%) снижает усилия (N , M , Q) поясов на верхних этажах и существенно (≈ 2 раза) увеличивает на нижних, особенно над подвалом.

В четвёртой главе выполнена «Разработка методики конструирования и расчета, антисейсмических сборно-монолитных поясов» с соответствующими схемами.

Конструирование АС СбМт поясов и пути их расчета.

1. Армирование СбМт пояса целесообразно выполнять в соответствии с расчетным значением, найденным для наиболее невыгодной силовой ситуации каждого его элемента. Сборный блок рассчитывается на технологическую нагрузку. Монолитный бетон дополнительно армируется, над опорами и проемами, по расчёту (рис. 21).

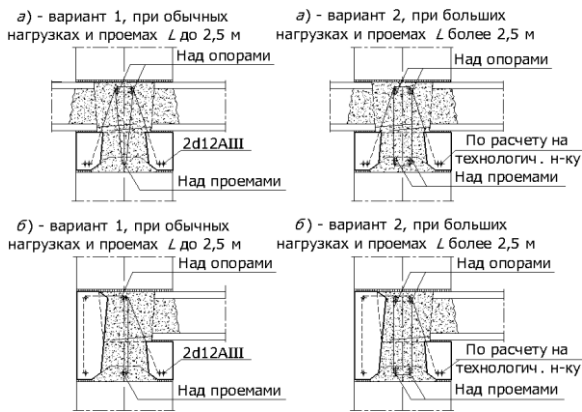


Рис. 21. Конструирование сборно-монолитных поясов с учетом испытаний.
[Разработка автора].

ный элементы пояса в единое целое и рационально армировать его.

5. Наиболее значимым фактором, обеспечивающим совместность работы разновозрастных бетонов, являются шпонки-перемычки, которые работают вплоть до стадии разрушения (III), не претерпевая среза, а испытывают только напряжения смятия. Этому же способствуют арматурные выпуски и консольные шпонки.

6. Расчет СбМт поясов выполняется по предельным состояниям: по сочетаниям нагрузок с учётом сейсмического воздействия на здания и проверке несущей способности их сечений.

Аналитический метод расчета АС поясов с учетом подоконных частей.

Подоконная часть каменной кладки стен работает совместно с узкими простенками на перекося с поворотом (рис. 22). Нагрузка G от простенка передается на пояс через более

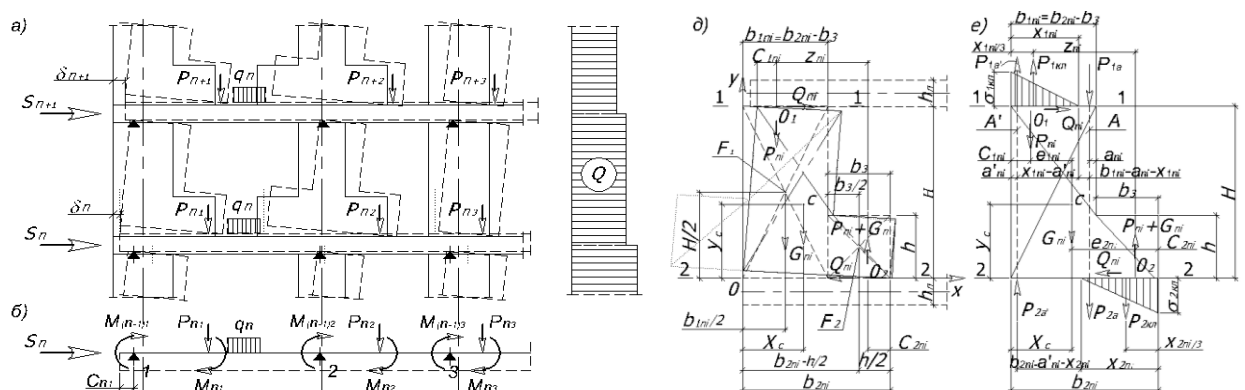


Рис. 22. Расчетно-аналитическая модель (а, д, е) и схема (б) АС поясов каменных стен с учетом работы подоконных частей в их плоскости при знакопеременной сейсмической силе $m_{up} 1$ без вертикального армирования (д) и $m_{up} 2$ с вертикальным армированием (е).

[Разработка автора].

удаленную подоконную часть, что приводит к увеличению расчётного плеча, изгибающего момента M , в отличие от известной модели Ю. Измайлова (рис. 4, 22).

2. Связь разновозрастных бетонов механическая: V-образными хомутами, консольными шпонками и сквозными шпонками-перемычками в виде балок, стенок и арматуры.

3. Пояса выполняются обычной толщины $T=350\div400$ (рис. 21) и тонкими $T=200\div300$ мм со стыком блоков, преимущественно, в середине простенков [15, с.17].

4. Применение V-образных хомутов позволяет удачно соединять сборный и монолит-

Принятые допущения: - подоконная часть высотой h включается в работу шириной $b_3=h$ совместно с простенком, а ее остаток рассматривается как нагрузка q .

Расчеты выполняются из условия равновесия простенка, методом последовательного приближения. Более эффективны расчеты методом конечных элементов (МКЭ).

Методика расчета МКЭ поясов на основное и особое сочетание нагрузок с сейсмическим воздействием на здания.

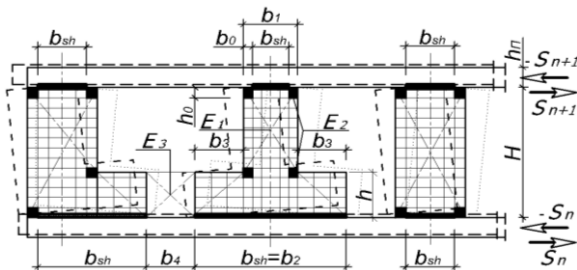


Рис. 23. Расчётная модель стены, учитывающая деформирование опорных зон в простенках и в растянутых участках подоконных частей каменной кладки с модулем упругости E_1 по расчёту и $E_2=E_3=0$ и нерегулярной разбивкой на конечные элементы: b_{sh} – расчетная зона контактного шва; b_4 – зона подоконной части, действующая как нагрузка q . (допущения: $b_0=h_0 \approx 200$, $b_3=h$). [Разработка автора].

Расчеты поясов МКЭ выполняются поэтапно, выявляются их предельные состояния с учетом подоконных частей, трещинообразования, деформирования кладки стен и разрушения наиболее слабого простенка нижнего этажа (принимая модуль упругости его кладки $E=0$), не допуская прогрессирующего обрушения смежных простенков, ограничивая увеличение периода колебаний T до 30% (для недопущения пластических шарниров) и контролируя перемещения здания ($\Delta \leq H/500$) с использованием

предлагаемой расчётной схемы (рис. 23). Эта методика применяется вместо предусмотренного нормами учета деформирования кладки стен за счет увеличения расчетных значений

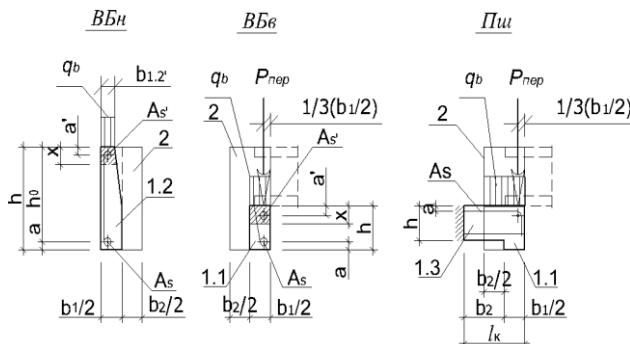


Рис. 24. Расчетные модели сечения элементов сборного блока пояса на монтажную нагрузку: - ВБн – ветвьбалка наружная; ВБв – тоже внутренняя; - Пш - перемычка, соединяющая ветвьбалки блока; - q_b – нагрузка от сборного и монолитного бетона; - $P_{пер}$ – нагрузка от перекрытия с монтажно-технологической нагрузкой. [Разработка автора].

горизонтальной сейсмической силы (S) в t раз, при котором не учитывается фактическое снижение жесткости стен с трещинами и деформациями, так как жесткость конструкций является основным параметром, влияющим на изменение периода собственных колебаний (T). При этом учитывается, что в соответствии с нормами эксплуатация здания допускается после восстановления его несущей способности [2, табл. 34]. Также автор рекомендует: - предусматривать усиление слабых простенков и стен с поясами верхнего недогруженного этажа и учитывать упругость основания; - увеличивать сейсмическую нагрузку на 15%, учитывающую необходимость увеличения арматуры в слабо арми-

рованных *СбМт* конструкциях в соответствии с пособием [26]; - учитывать в расчётах зданий коэффициент приведения жёсткости (K_c) пояса *СбМт* конструкции к однородной, в случае применения массивных поясов (при обычных поясах, сеч. $\leq 400 \times 400$ мм, $K_c = 0,96$, результаты практически неощутимы).

Расчет сечений *АС СбМт* поясов по предельным состояниям (*ПС*) I-й и II-й групп производятся в 2-е стадии. *1-я стадия* - до твердения бетона рассчитывается сборный блок на технологические нагрузки, действующие только на него (рис. 24). *2-я стадия* - после твердения бетона *пояс* рассчитывается на эксплуатационные нагрузки, действующие на полное сечение *СбМтК* (рис. 25). При расчете прочности *СбМт* пояса предвари-

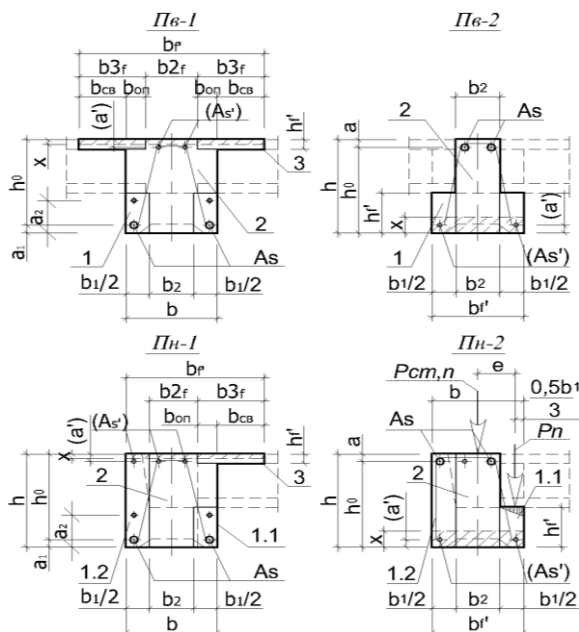


Рис. 25. Расчетные модели сечения *АС СбМт* поясов: - внутренних и наружных стен в пролете (*Пв-1* и *Пн-1*) и над опорой (*Пв-2* и *Пн-2*); 1 и 1.1 – опорная ветвь сборного блока; 1.2 – тоже ограждающая; 2 – монолитный бетон; 3 – сжатая полка перекрытия. [Разработка автора].

Условия прочности шпонок, в общем виде:

- на сжатие полков

$$Q \leq Q_{bn} = n R_b A_b, \quad (1)$$

- на срез

$$Q \leq Q_{bt} = 2n R_{bt} A_{bt}, \quad (2)$$

где: Q_{bn} и Q_{bt} – усилия сжатия и среза бетона шпонок, соответственно; R_b и R_{bt} – расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона, соответственно; n – число шпонок

тельный пригруз не учитывается. Отсчёт деформаций и прогибов выполняется от деформированного состояния ранее загруженного сборного блока по теории А.Е. Кузьмичева [21] и действующим нормам [26].

Аналитический метод расчета прочности контактного шва между элементами

***СбМт* пояса (3-я схема НДС).** Прочность контактного шва зависит от работы шпоночных элементов на срез и сжатие полков. Размеры бетонных шпонок вычисляются по *СНиП* исходя из рис. 26, где обозначения приведены к пособию [26].

Выступающие (*западающие*) части шпонок монолитного или сборного бетона с площадью $A_b = b_n h_n$ работают на сжатие, а их основания с $A_{bt} = b_n l_n$ работают на срез.

(прямоугольных, трапецевидных), зависящее от их шага s , в зоне расслоения длиной l_{sh} (рис. 27), принимаемое не более 3-х ($n=l_{sh}/s \leq 3$).

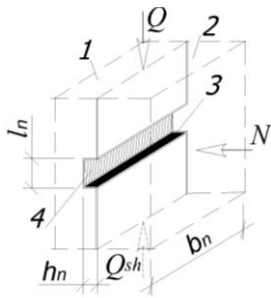


Рис. 26. Расчетная схема шпонок: 1 - сборный элемент; 2 - монолитный бетон; 3 - сжатая полка; 4 - срезаемая контактная поверхность; h_n – глубина, l_n – высота, b_n – длина шпонок; Q – внешняя, сдвигающая сила, воспринимаемая внутренним усилием Q_{sh} , N – сжимающая сила. [Разработка автора].

Внешняя пере-
резающая сила Q ,
действующая на по-
яс, уравнивается
внутренним усили-
ем Q_{sh}

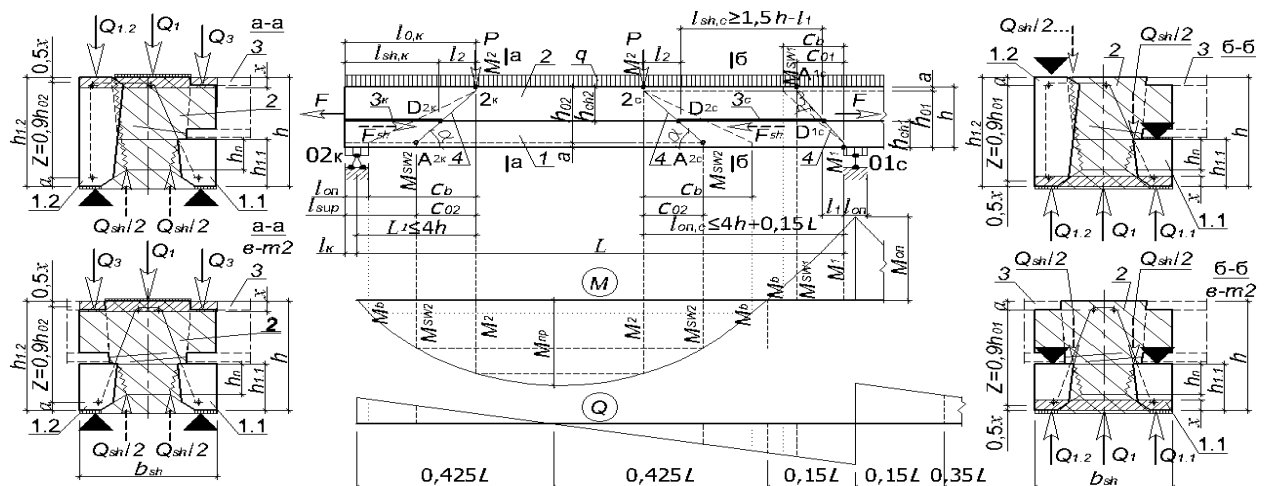


Рис. 27. Расчетная схема длины сдвига контактного шва пояса у крайней и промежуточной опор: а-а, б-б - поперечные сечения пояса с распределением между его элементами внешней пере-
резающей силы Q и воспринимаемого усилия среза Q_{sh} ; 1 – сборный элемент; 2 – моно-
литный бетон; 3 – контактный шов в зоне расслоения длиной l_{sh} , ограниченной наклонными
трещинами (M_{sw}) в момент их образования, при внешнем моменте $M_n \geq M_{sw}$; 4 – наклонное сече-
ние; F – сдвигающая сила контактного шва; F_{sh} – сдвигающее усилие воспринимаемое швом,
приходящее на площадь среза $A_{sh}=b_{sh} \times l_{sh}$. [Разработка автора].

Условие равновесия:

$$Q \leq Q_{sh} \quad (3)$$

Эта внешняя пере-
резающая сила Q , приложенная к монолитному элементу частя-
ми, в виде силы Q_1 , Q_3 и передается на сборный блок - на его элементы, пропорционально
их несущей способности (рис. 27, а-а, б-б):

- на контактный шов, который испытывает сцепление, механическое зацепление и обжатие (N) по плоскостям контакта бетона - $Q_{sh,b}$;
- на сквозные шпонки-перемычки, испытывающие усилия сжатия бетона - Q_{bn} , по своей поверхности и среза по бетону Q_{bt} и их арматуре $Q_{sw,1,3}$;
- на арматурные выпуски из ветвьбалок, испытывающие усилия среза - $Q_{sw,1,1}$.

При этом: - выпуски арматуры и шпонки-перемычки срезаются в двух плоскостях, в местах примыкания к ветвьбалкам, т.е. $Q_{sh}=Q_{sh}/2+Q_{sh}/2$ (рис. 27, а-а, б-б);

- усилия среза по всей арматуре, пересекающей шов суммируются ($Q_{sw} = Q_{sw,1.1} + Q_{sw,1.3}$).

Тогда, усилие среза воспринимается швом с приведенной расчётной площадью $A_{sh} = b_{sh} \times l_{sh}$ (рис. 27), зависит от работы шпонок и равно:

- при их сжатии

$$Q_{sh} = Q_{sh, bn} = Q_{bn} + Q_{sw} + Q_{sh, b} = nR_b A_b + Q_{sw} + Q_{sh, b}, \quad (4)$$

- при срезе шпонок

$$Q_{sh} = Q_{sh, bt} = Q_{bt} + Q_{sw} + Q_{sh, b} = 2nR_{bt} A_{bt} + Q_{sw} + Q_{sh, b}, \quad (5)$$

Из двух значений в формулах 4 и 5 принимается наибольшее значение Q_{sh} .

Заметим, что формулы 4 и 5 отличаются друг от друга только усилиями сжатия бетона шпонок ($Q_{bn} = nR_b A_b$) и их среза ($Q_{bt} = 2nR_{bt} A_{bt}$).

Сопротивление шва пояса сдвигу

$$R_{sh} = Q_{sh} / A_{sh} \quad (6)$$

Тогда принимается **сопротивление шва сдвигу за счёт сжатия бетона шпонок**

$$R_{sh, n} = Q_{bn} / A_{sh} = nR_b A_b / A_{sh} \quad (7)$$

либо **сопротивление шва сдвигу за счёт среза бетона шпонок (если оно наибольшее)**

$$R_{sh, n} = Q_{bt} / A_{sh} = 2nR_{bt} A_{bt} / A_{sh} \quad (8)$$

Откуда **среднее суммарное сопротивление шва сдвигу равно**

$$R_{sh} = Q_{sh} / A_{sh} + \Sigma R_{sh, s} + R_{sh, b} = R_{sh, n} + \Sigma R_{sh, s} + R_{sh, b}, \quad (9)$$

Q_{sw} - усилие среза поперечного армирования шва хомутами ($Q_{sw,1.1}$) и перемычками ($Q_{sw,1.3}$) равно

$$Q_{sw} = Q_{sw,1.1} + Q_{sw,1.3} \quad (10)$$

$$Q_{sw} = f(R_{sh, s}), \quad (11)$$

здесь: - $R_{sh, s}$ - сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечной арматуры хомутами ($R_{sh, s1.1}$) и перемычками ($R_{sh, s1.3}$) принимается по СНиП [26, ф. (78)] и равно

$$\Sigma R_{sh, s} = R_{sh, s1.1} + R_{sh, s1.3} \quad (12)$$

Выведенные формулы (7÷9) имеют такой же физический смысл, что и формулы пособия [26, ф. (74, 80, 81)]. При этом в поперечном армировании дополнительно учитываются горизонтальные арматурные стержни шпонок-перемычек ($R_{sh, s1.3}$).

При расчете прочности контактного шва с учетом совместной работы шпонок и поперечной арматуры, расчетное сопротивление контактного шва сдвигу принимается по формуле пособия [26, ф. (75)], без учета сопротивления шва сдвигу $R_{sh, b}$ за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона. Дальнейшие расчёты выполняются по пособию [26] с учётом выведенных автором формул (7, 8, 9) и разработанной автором расчёт-

ной схемы *рис. 27* с учётом теорий *Сунгатулина Я.Г.* [27] и *Кузьмичёва А.Е.* [21], и практических примеров автора, приложенных к диссертации.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Разработанная автором конструкция антисейсмических сборно-монолитных (АС СбМт) поясов зданий (со сборными, монолитными и СбМт перекрытиями) обеспечивает их целевую эффективность и технологичность за счёт:

- обеспечения технологичности изготовления пустотелой полости сборных блоков со шпоночно-арматурными элементами, при помощи клиновидных противоположно направленных сердечников, и их монтажа со стыками в середине простенков, при увеличении длины до $L \geq 7-8$ м, благодаря жесткости, создаваемой регулярными внутренними перемычками, между ветвьбалками;

- обеспечения эффективной совместной работы сборного блока с монолитным бетоном, вплоть до стадии разрушения, с помощью механической связи этих разновозрастных бетонов, выполненной регулярно расположенными сквозными шпонками-перемычками, арматурными выпусками и клиновидными противоположно направленными консольными шпонками;

- увеличения площади внешнего контакта монолитного бетона со стенами до 70-75%, вместо 60% в СбМт аналогах и минимально-требуемых по норме;

При этом:

- сокращается расход стали до 15-30%, за счёт армирования наклонными хомутами;

- пригруз сборного элемента, в стадии монтажа не влияет на несущую способность сборно-монолитного пояса полным сечением, а влияет только на его деформации;

- в эксплуатационной (II-й) стадии, до появления косых трещин, СбМт балка работает как единое целое, при нагрузке N составляющей 55÷65% разрушающей N_u ;

- совместная работа элементов СбМт пояса не зависит от «традиционного» среза бетона по плоскому, гладкому контакту, а зависит от связей в шве и прежде всего вблизи опор, на расстоянии между опорой и приложенной сосредоточенной нагрузкой;

- совместность работы элементов СбМт пояса обеспечивается, прежде всего, сквозными шпонками-перемычками, которые работают вплоть до стадии разрушения (III) не претерпевая среза, а испытывают только напряжения смятия. Положительную роль также играет поперечное армирование, выпущенное из ветвьбалок и консольные шпоночные элементы. Несущая способность пояса повышается до 2-х раз, за счет высокого (выполненного на всю высоту пояса) СбМт продольного ребра с клиновидными, противоположно-

но-направленными шпонками и сжатыми полками перекрытия, учитываемыми в расчетной модели.

2. Разработанная автором методика расчета АС СбМт поясов зданий с учетом действия сейсмических сил позволяет более достоверно рассчитывать их по предельным состояниям:

- *методом конечных элементов*, по основным и особым сочетаниям нагрузок, действующих на здание, с учетом подоконных частей, трещинообразования, деформирования кладки стен и разрушения наиболее слабых простенков нижнего этажа, не допуская прогрессирующего обрушения смежных простенков;

- по несущей способности (прочности, 1-я группа) и пригодности к нормальной эксплуатации (деформациям и трещиностойкости, 2-я группа) поясов с определением прочности их внутреннего контактного шва, *аналитическим методом*.

При этом:

- разработанный аналитический метод расчета прочности контактного шва разновозрастных бетонов СбМт поясов, создает возможность определять внутреннее сдвигающее усилие F_{sh} и внешнюю силу F (3-я схема НДС).

РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Исследовать возможность использования в сборно-монолитных поясах клеевых, композитных материалов и предварительного напряжения арматуры, при больших пролетах и нагрузках в промышленных зданиях и сооружениях.

2. Исследовать возможность усиления кладки стен (*пригруженной и непригруженной*) из природных и искусственных камней для вновь строящихся и существующих зданий с помощью композитных и др. материалов.

3. Исследовать работу облегченных, более сейсмостойких каркасно-каменных зданий (*тип 3, предлагаемый*) с эффективной, преимущественно *сборно-монолитной каркасной системой*.

4. Разработать строительные нормативные документы по использованию предложенных сборно-монолитных поясов и их расчета при проектировании и строительстве сейсмостойких зданий со сборными, монолитными и СбМт перекрытиями.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Brevet de invenție MD, 461/NP/05/A/Z. Cladire cu mai multe etaje. Bloc-panou. Element de cofrare si armare a acoperisului. Blocul de centură a centurii antiseismice. Grinda. *Avrel Dumitriuc* (MD). Cererea depusă 29.12.1995, AGEPI № 95-0447.

2. NCM F.03.02-2005. Proiectarea clădirilor cu pereți din zidărie. Chișinău: ADR, 2006. 64 p.
3. NCM F.03.02-99. Norme de construcție. Structuri din piatră. Structurarea și calculul construcțiilor din piatră. Chișinău, 1999. 64 p.
4. А.С. 1491981 СССР, МКИ Е 04 В 1/58, 1/38, 1/24, 1989. Опорное устройство колонны. *Думитрюк А.В.* (СССР). 4314595/29-33; Опубл. 07.07.89, Бюл. № 25.
5. А.С. 1604970 СССР, МКИ Е 04 G 11/20, 1990. Опалубка для возведения железобетонных сооружений. *Горелов Ю.Г., Думитрюк А.В., Князев А.В., Матусаров В.В.* (СССР). 4623971/23-33; Опубл. 07.11.90, Бюл. № 41.
6. А.С. 1749413 СССР, МКИ Е 04 с 3/28, 1992. Сборно-монолитная конструкция. *Думитрюк А.В., Гузовский В.В.* (СССР). 4808739/33; Опубл. 23.07.92, Бюл. №27.
7. А.С. 1773990 СССР, МКИ Е 04 В 1/61, 1/38, 1992. Стыковое соединение сборных строительных элементов. *Думитрюк А.В., Гузовский В.В.* (СССР). 4623967/33; Опубл. 07.11.92, Бюл. № 41.
8. А.С. 1795038 СССР, МКИ Е 04 с 3/28, 1990. Сборно-монолитная несущая конструкция. *Думитрюк А. В.* (СССР). 4888956/33; Опубл. 15.02.93, Бюл. № 6.
9. А.С. 1796761 СССР, МКИ Е 04 G 11/20, 1993. Опалубка для возведения бетонных и железобетонных сооружений. *Думитрюк А.В.* (СССР). 4889526/33; Опубл. 23.02.93, Бюл. 7.
10. *Дадаян Т.Л.* Учёт изменения жёсткости железобетонных конструкций зданий и сооружений при расчете на сейсмическое воздействие. Санкт-Петербург. В: Актуальные проблемы архитектуры и строительства: материалы V Международной конференции. 25-28 июня 2013, СПбГАСУ. - В 2 ч.І.- СПб, стр. 212-216.
11. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. Киев: Минстрой Украины, 2006. 64 с.
12. *Думитрюк А., Руссу И.* Антисейсмический сборно-монолитный пояс и особенности сцепления «старого» и «нового» бетона. Conferința tehnico-științifică internațională/Problemele actuale ale urbanismului și amenajării teritoriului. Chișinău, 2014, p. 74-79.
13. *Думитрюк А.В., Руссу И.В.* Особенности конструкции предлагаемого сборно-монолитного антисейсмического пояса зданий. Одесса. В: Вестник ОДАБА. Выпуск №57, 2015, с. 141-145.
14. *Думитрюк А.В.* Антисейсмический сборно-монолитный пояс. Одесса. В: Сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины», 2014, №18, с. 66-71. ISSN 972-966-8169-35-9. Categoria C.
15. *Думитрюк А.В.* Совершенствование конструкции и методики расчетов сборно-монолитного антисейсмического пояса зданий. В: Сб. научных трудов «Одеської державної академії, будівництва та архітектури» «Вісник ОДАБА». Одесса: Зовнішресервіс, 2017, №66, с. 15-21, ISSN 2415-377X. Categoria C.

16. *Завриев К.С.* Динамическая теория сейсмостойкости. Тбилиси: Закавказский институт сооружений, 1936. 258 с.
17. *Измайлов Ю.В.* Индустриальное строительство сейсмостойких каменных зданий. Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1983. 212 с.
18. *Измайлов Ю.В.* Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий. Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1975. 304 с.
19. *Измайлов Ю.В.* Экспертное заключение по научно-техническому отчету по теме «Опытно-конструкторская разработка стыка в уровне перекрытия 96-квартирного жилого дома по ул. Краснодонской в г. Кишиневе». Госстрой МССР.
20. Каталог сборных железобетонных индустриальных строительных изделий для жилых и общественных зданий со стенами из блоков пильных известняков. Серия 1.000-2М для строительства в Молдавской ССР в районах с сейсмичностью 6, 7 и 8 баллов; Утв. и введ. в действие приказом Госстроя МССР №5, 05.02.1973. Составлен. ПИ "Молдгипрострой". Кишинев, 1972. 112 с.
21. *Кузьмичев А.Е.* Прочность, деформативность и трещиностойкость сборно-монолитных конструкций. Диссертация д.т.н. Москва, 1986. 302 с.
22. *Лазарев А.И., Поздеев В.М., Средин А.В.* и др. Исследование сборно-монолитной каркасной системы «Центра МКС» В: Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд. Чуваш. ун-та. Чебоксары, 2014. с. 137–143.
23. *Люненко Ю.К.* Совместная работа ограждающего и несущего слоев бетонов в стенах сборно-монолитных зданий, возводимых в крупно-щитовой и объемно-переставной опалубках. Автореферат к.т.н. Москва: ЦНИИП жилища, 1979. 18с.
24. Методические рекомендации по расчету стен крупноблочных зданий, возводимых в сейсмических районах. Киев: ЗНИИЭП 1984. 76 с.
25. Пат. изобр. 1785499 СССР, МКИ В 28 В 7/22. Устройство для формования бетонных изделий с полостями. *Думитрюк А.В.* (СССР). 4888612/33. Оpubл. 30.12.92, Бюл. № 48.
26. Справочное пособие к СНиП 2.03.01-84. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1984. 60 с.
27. *Сунгатуллин Я.Г.* Особенности расчета сборно-монолитных железобетонных конструкций по 1-ой группе предельных состояний. Казань: КХТИ им. С.М. Кирова, 1983. 46 с.
28. *Zolotcov A.S.* Design of masonry buildings in seismic regions of republic of moldova. In: The 14 th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China. p. 9. http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-04-0006.pdf (viewing 02.01.2019).

АННОТАЦИЯ

к диссертационной работе «**Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий и методики их расчёта с учетом действия сейсмических сил**» для присвоения ученой степени доктора технических наук соискателю
ДУМИТРЮК Аврел, Кишинэу, 2019.

Специальность: - 211.02. Строительные материалы, элементы и здания.

Структура диссертации: - введение, четыре главы, общие выводы и рекомендации, библиография из 167 наименований и приложение, изложена на 148 страницах печатного текста, содержит 87 рисунков, 3 таблицы. Основные результаты исследований опубликованы в 9 научных работах, 7 изобретениях, 1 заявке на изобретение.

Ключевые слова: - сейсмостойкое здание, антисейсмический сборно-монолитный пояс, каменные и блочные стены, многоэтажное строительство, испытания, расчеты.

Область исследования: сейсмостойкость зданий с каменными стенами.

Цель работы: - разработка эффективной, технологичной конструкции и методики расчета, антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий.

Объект: - АС пояса зданий с каменными стенами и методика их расчета.

Предмет: - технологичность и совместность работы сборного элемента с монолитным бетоном поясов в предельном состоянии с учетом подоконных частей, изменения жесткости стен и предпрогрессирующего разрушения наиболее слабых простенков.

Задачи: - изучение сейсмостойкости зданий с каменными стенами; - разработка антисейсмических поясов сборно-монолитной конструкции и экспериментальные исследования их прочности, деформаций и трещиностойкости; - численные исследования прочности поясов в зданиях; - разработка методики их конструирования и расчета.

Научная проблема: - отсутствие эффективной, высоко технологичной конструкции и методики расчета, антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий, обеспечивающих совместную работу сборных блоков с монолитным бетоном сердечника и в целом со стенами, вплоть до стадии разрушения.

Новизна и научная оригинальность. Разработана сборно-монолитная конструкция антисейсмических поясов зданий (*изобретения автора*), обеспечивающая совместную работу сборного пустотелого блока и монолитного сердечника (*ребра по всей высоте*) вплоть до стадии разрушения, существенно (*до 2-х раз*) повышающая его несущую способность. Прочный контакт монолитного бетона с расположенной ниже стеной достигает 70÷75% общей опорной площади пояса, *при норме* $\geq 60\%$. Разработана методика конструирования и расчета предложенных поясов с учетом действия сейсмических сил, по их предельным состояниям, не допуская прогрессирующее разрушение стен.

Принципиально новые результаты для науки и практики. Разработанная конструкция *антисейсмических сборно-монолитных* поясов и методика их расчетов повышают сейсмостойкость зданий. Они практически применимы в зданиях каменной, каркасно-каменной, каркасной, монолитной, сборно-монолитной конструкции со сборными, монолитными и сборно-монолитными перекрытиями.

Внедрение результатов научных исследований. Разработанная конструкция поясов использована при строительстве 9-ти эт. жилого дома комплексной конструкции по ул. Ивана Солтыса в г. Кишиневе.

ADNOTARE

la teza «**Elaborarea construcției din elemente prefabricate și elemente turnate pe loc a brânelor antiseismice a clădirilor și metodelor de calcul la acțiunea forțelor seismice**»
pentru conferirea titlului de doctor în științe tehnice competitorului
DUMITRIUC Avrel, Chișinău, 2019.

Specialitatea: - 211.02 “**Materiale de construcții, elemente și edificii**”

Structura tezei: - introducere, patru capitole, concluzii și recomandări, bibliografie cu 167 de titluri, 148 de pagini de text de bază, conține 87 de figuri, 3 tabele. Rezultatele de bază ale cercetărilor au fost publicate în 9 articole științifice, 7 invenții, 1 cerere de invenție.

Cuvinte cheie: - clădire rezistentă la seism, centură antiseismică monolită prefabricată, pereți de piatră și din blocuri, construcții cu mai multe nivele, încercări, calcule.

Domeniu de studiu: rezistența seismică a clădirilor cu ziduri de piatră.

Scopul lucrării: - dezvoltarea unei proceduri eficiente, avansate din punct de vedere tehnologic și de calcul, a prefabricării antiseismice și a zonelor monolitice ale clădirilor.

Obiect: - centurile AC ale clădirilor cu ziduri de piatră și metodele de calcul ale acestora.

Subiect: - manevrabilitatea și compatibilitatea lucrării elementului prefabricat cu centurile de beton turnat în starea finală, ținând cont de pervazurile ferestrelor, modificări ale rigidității pereților și distrugerea progresivă a celor mai slabe stâlpi.

Obiective: studiul rezistenței seismice a clădirilor cu pereți din zidărie; elaborarea construcției centurilor antiseismice prefabricate și monolitice și studii experimentale privind rezistența mecanică, deformarea și rezistența la fisurare; studii numerice privind rezistența brânelor în clădiri; elaborarea metodelor pentru proiectarea și calcularea acestora.

Problema științifică: lipsa unui proiect eficient și extrem de tehnologic de calcul, a centurilor antiseismice prefabricate și monolitice ale clădirilor care asigură funcționarea combinată a blocurilor prefabricate cu betonul monolit al miezului și în ansamblu cu pereții, până la stadiul distrugerii.

Noutatea și originalitatea științifică. A fost elaborată construcția unei centuri prefabricată și monolitică antiseismică (invenția autorului), care asigură funcționarea combinată a blocului prefabricat și a unui miez monolit (marginile de-a lungul întregii sale înălțimi) până la stadiul distrugerii, sporind semnificativ (de până la 2 ori) capacitatea lui portantă. Contactul sporit al betonului monolit cu peretele situat mai jos atinge 70÷75% din suprafața totală a centurii de siguranță, comparativ cu normă actuală de $\geq 60\%$. A fost elaborată metoda de proiectare și calculare a centurilor propuse, ținând cont de acțiunea forțelor seismice, în funcție de condițiile lor limitative, limitând degradarea progresivă a pereților.

Rezultate principale noi pentru știință și practică obținute. Proiectarea dezvoltată a centurilor precast și monolitice antiseismice și metodologia de calcul a acestora cresc rezistența seismică a clădirilor. Acestea sunt aplicabile practic în clădiri din piatră, structură-piatră, cadru, structuri monolitice, prefabricate-monolitice cu tavane prefabricate, monolitice și prefabricate-monolitice.

Implementarea rezultatelor cercetărilor științifice. Construcția centurii elaborate a fost utilizată la construirea unui bloc de locuit cu 9 nivele rezidențială complexă în or. Chișinău, str. Ion Soltâș.

ANNOTATION

to the thesis "Development of the design of composite-monolithic antiseismic belts of buildings and methods of their calculation, taking into account the action of seismic forces" for assigning the degree of Doctor of Technical Sciences to the competitor DUMITRYUK Avrel, Chisinau, 2019.

Specialty: - 211.02. Building materials, elements and buildings.

Thesis structure: introduction, four chapters, conclusions and recommendations, a list of literature from 148 titles, set out on 149 pages of printed text, contains 87 figures, 3 tables. The main research results are published in 9 scientific works, 7 inventions, 1 application for an invention.

Keywords: - earthquake-resistant building, anti-seismic precast-monolithic belt, stone and block walls, multi-storey construction, tests, calculations.

Field of study: - seismic resistance of buildings with stone walls.

The purpose of the work: - development of an effective, technologically advanced design and calculation methodology, antiseismic precast and monolithic zones of buildings.

Object: - AC belts of buildings with stone walls and methods of their calculation.

Subject: - manufacturability and compatibility of the work of the precast element with cast concrete belts in the ultimate state, taking into account the window sills, changes in the rigidity of the walls and the progressive destruction of the weakest piers.

Tasks: - study of seismic resistance of buildings with stone walls; - development of antiseismic belts of precast-monolithic construction and experimental investigations of their strength, deformations and cracks; - numerical studies of the strength of the belts in buildings; - development of methods of their construction and calculation.

Scientific problem: - the lack of an effective, highly technological design and method of calculation, the anti-seismic precast-monolithic belts of buildings, which ensure the combined operation of the prefabricated blocks with monolithic concrete of the core and as a whole with the walls, up to the stage of destruction.

Scientific novelty and originality. A precast-monolithic design of antiseismic belts of buildings (*the author's invention*) was developed, ensuring the combined operation of the precast hollow block and a monolithic core (edges along its entire height) up to the stage of destruction, significantly increasing its carrier (*up to 2 times*) ability to. A solid contact of a monolithic beam with a wall located below reaches 70 ÷ 75% of the total belt bearing area, with a norm of $\geq 60\%$. A technique has been developed for the design and calculation of the proposed belts, taking into account the action of seismic forces, according to their limiting conditions, preventing progressive destruction of the walls.

Fundamentally new results for science and practice. The design of anti-seismic precast-monolithic belts and the method of their calculations increase the seismic resistance of buildings. They are practically applicable in buildings with stone and frame-stone walls, as well as in monolithic, prefabricated-monolithic, frame buildings with different walls, diaphragms and free spans.

The introduction of scientific results. The developed design of the belts is used in the construction of a 9-storey complex residential building in Chisinau, the outside Ion Soltăs.

ДУМИТРЮК АВРЕЛ

**РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ АНТИСЕЙСМИЧЕ-
СКИХ ПОЯСОВ ЗДАНИЙ
И МЕТОДИКИ ИХ РАСЧЕТА С УЧЕТОМ ДЕЙСТВИЯ
СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ**

Специальность - 211.02

Строительные материалы, элементы и здания

Автореферат диссертации

на соискание ученой степени доктора технических наук

Aprobat spre tipar 23.08.2019	Formatul hârtiei 60x84 1/16
Hârtiei ofset. Tipar RISO	Tirajul 50 ex.
Coli de tipar 2,0	Comanda nr. 74

MD-2004, UNM, Chişinău, bd. Ştefan cel Mare şi Sfânt, 168

Editura „Tehnica-UTM”

MD-2068, UNM, Chişinău, str. Studenţilor, 9/9