

ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ МОЛДОВЫ
ФАКУЛЬТЕТ ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА
ДЕПАРТАМЕНТ ДОРОГИ, МАТЕРИАЛЫ
И СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАШИНЫ

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”

Д и с с е р т а ц и я

на соискание ученой степени доктора технических наук

Научный руководитель: _____

РУСУ Ион, доктор хабилитат
технических наук, профессор.

Научная специальность 211.02.

Строительные материалы,
элементы и здания

Автор: _____

КИШИНЭУ, 2019

© ДУМИТРЮК Аврел, 2019

**UNIVERSITATEA TEHNICĂ A MOLDOVEI
FACULTATEA URBANISM ȘI ARHITECTURĂ
DEPARTAMENTUL DRUMURI, MATERIALE ȘI MAȘINI
PENTRU CONSTRUCȚII**

Cu titlu de manuscris
CZU: 69.059:725/728

DUMITRIUC AVREL

**ELABORAREA CONSTRUCȚIEI DIN ELEMENTE
PREFABRICATE ȘI ELEMENTE TURNATE PE LOC
A BRÂELOR ANTISEISMICE A CLĂDIRILOR
ȘI METODELOR DE CALCUL LA ACȚIUNEA FORȚELOR
SEISMICE**

SPECIALITĂȚEA - 211.02

“MATERIALE DE CONSTRUCȚII, ELEMENTE ȘI EDIFICII”

Teză pentru conferirea titlului științific de doctor în științe tehnice

Conducător științific: _____ RUSU Ion, dr. hab., prof. univ.
Specialitatea 211.02. Materiale
de construcții, elemente și edificii

Autor: _____

CHIȘINĂU, 2019

СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
АННОТАЦИЯ	6
СОКРАЩЕНИЯ	9
ВВЕДЕНИЕ	10
1. ИЗУЧЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ С КАМЕННЫМИ СТЕНАМИ, ВЫЯВЛЕНИЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ ПОЯСОВ И СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	18
1.1. Основы сейсмостойкости зданий.....	18
1.2. Известные конструктивно-технологические решения антисейсмических поясов, их достоинства, недостатки и тенденция развития.....	28
1.3. Анализ последствий воздействия землетрясений на здания, роль поясов и их напряженно-деформированное состояние.....	38
1.4. Прочность, деформации и трещиностойкость сборно-монолитных конструкций.....	48
1.5. Научная проблема, цель и задачи исследований, выводы.....	60
2. РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ ПОЯСОВ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИХ ПРОЧНОСТИ, ДЕФОРМАЦИЙ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ	63
2.1 Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий.....	63
2.2. Экспериментальные исследования прочности, деформаций и трещиностойкости предложенных сборно-монолитных антисейсмических поясов.....	72
2.3. Результаты статических испытаний сборно-монолитных поясов на изгиб.....	79
2.4. Выводы.....	88
3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ ПОЯСОВ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ПОДОКОННЫХ ЧАСТЕЙ, ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ, ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ПРЕДПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ КЛАДКИ СТЕН	91
3.1. Программа и методика численных исследований.....	91
3.2. Анализ пространственных расчетов зданий методом конечных элементов.....	103
3.3. Выводы.....	107
4. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА, АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПОЯСОВ	110

4.1. Методика конструирования антисейсмических сборно-монолитных поясов и аналитический метод их расчета.....	110
4.2. Методика расчета антисейсмических поясов зданий с определением предельных усилий методом конечных элементов.....	116
4.3. Методика расчета антисейсмических сборно-монолитных поясов по предельным состояниям 1-й и 2-й групп, аналитическим методом.....	120
4.4. Аналитический метод расчета прочности контактного шва между элементами сборно-монолитного пояса.....	128
4.5. Рекомендации по проектированию, эффективность и использование антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий.....	134
4.6. Выводы.....	141
5. ОБЩИЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ.....	147
БИБЛИОГРАФИЯ.....	149
ПРИЛОЖЕНИЕ № 1. Примеры расчетов прочности антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий по методике автора.....	164
ПРИЛОЖЕНИЕ № 2. Результаты расчетов МКЭ 5-ти этажных каменных зданий	190
ПРИЛОЖЕНИЕ № 3. Прочность стали и бетона экспериментальных балок.....	198
ПРИЛОЖЕНИЕ № 4. Акт внедрения сборно-монолитных антисейсмических поясов при строительстве 9-ти этажного 132-х кв. жилого дома в г. Кишинёве.....	201
ПРИЛОЖЕНИЕ № 5. Перечень объектов с предложенными АС СбМт поясами.....	205
ДЕКЛАРАЦИЯ ОБ ОТВЕТСТВЕННОСТИ АВТОРА.....	207
Curriculum vitae Europass.....	208

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 monolitice antiseismice (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 Soltăs.

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.

СОКРАЩЕНИЯ

3D – пространственная схема.

d, Ø – диаметр.

АС – антисейсмический.

АсП – антисейсмический пояс.

б. – балл.

в т.ч. – в том числе.

В/Ц – водоцементное соотношение.

ветвьбалка – ветвь в виде балки в 2-х ветвевом блоке пояса.

г., гг. – год, годы.

др. – другое.

ж.б. – железобетон.

ж.б.и. – железобетонное изделие.

МКЭ – метод конечных элементов.

МРЗ – максимальное расчетное землетрясение.

НДС – напряженно-деформируемое состояние.

п. – пункт.

ПБ – поясной блок.

ПЗ – проектное землетрясение.

поз. – позиция.

предпрогрессирующее обрушение – предшествующее прогрессирующему ...

прил. – приложение.

прим. – примечание.

ПС – предельное состояние.

рис. – рисунок.

РСУ – расчетное сочетание усилий.

с. – страница.

СбМт – сборно-монолит.

СбМтК – сборно-монолитная конструкция.

СНиП – строительные нормы и правила.

т., табл. – таблица.

т.к. – так как.

ф. – формула.

Эт – этап.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность. Пояса являются одним из основных антисейсмических мероприятий, в зданиях с каменными стенами. Они испытывают основное и особое сочетание нагрузок, не редко приводящих к значительным материальным и человеческим потерям.

По данным ООН ежегодно на земле происходит свыше 300 тысяч землетрясений разной интенсивности (*I*, баллов), в том числе около 50 тысяч ощутимых без помощи приборов. Около 100 землетрясений, интенсивностью достаточной для значительных разрушений, вблизи эпицентров. Сильные (*разрушительные*) землетрясения, регионального масштаба с магнитудой в очаге (*гипоцентре*) $M=7...8$ происходят 15-20 раз в год. Катастрофические, планетарные землетрясения с $M=8$ и выше - один раз в год. В среднем каждый год от землетрясений погибает около 10 тыс. человек [94, 123]. Некоторые из них.

Сильные землетрясения:

- в Иране и Ираке, 12.11.2017 г. ($M=7,3$, разрушено много старых и новых зданий с железобетонным каркасом и их стеновое заполнение из пустотелого кирпича) [46, 88];

- на Гаити в 2010 г. ($M=7,0$, погибло 316 000 человек, разрушено 97 000 домов), в Китае в 2008 г. ($M=7,9$, погибло 87 600 человек, разрушено 5,36 млн. зданий) [46, 109];

- в Южной Азии в 2005 г. - в Пакистане, Индии, Афганистане ($M=7,6$, самое разрушительное, образовался разлом поверхности земли длиной 100 км, вдоль которого разрушены почти все сооружения, толчки ощущались также в КНР, Таджикистане и Казахстане) [46];

- в Индии, 1897 г. [33] и 2001 г. ($I=7,9$ балла, погибло 16 500 человек) [58, 72];

- в Туркмении в 2000 г. ($I=8$ б.) [72];

- в западной Турции, 1970 г. ($M=7$, погибло более 1 тыс. чел.), Португалии, 1969 г. ($M=8$, пострадали города Лиссабон, Касабланка и др.) [58];

- в Италии, 1908 г. (остров Сицилия, $M=7,5$, погибло 100-160 тыс. чел.), Ашхабаде, 1948 г. ($I=8$ баллов, повреждены здания из сырцового кирпича и железобетона), Греции, 1953 г. ($M=7,5$, разрушены населённые пункты острова Кефалиния) [33, 58]).

Катастрофические землетрясения:

- в Японии, 11 марта 2011 г., великое землетрясение у восточного побережья острова Хонсю с магнитудой 9,0-9,1 с гипоцентром толчка на глубине 32 км ниже уровня Тихого океана. Погибло более 20 тыс. человек [56, 109];

- в Индонезии, 2004 г. ($I=8,9$ б., погибло не менее 225 тыс. человек) [109];

- в Спитаке (Армения), 1988 г., волна, вызванная землетрясением, обошла Землю и была зарегистрирована в Европе, Азии, Америке и Австралии. До основания разрушено г. Спитак и 58 сёл. Погибло не менее 25 тысяч человек [121].

Молдова расположена в сейсмической зоне, где происходят от 50 до 120 слабых землетрясений в год. Сильные землетрясения, интенсивностью $I \approx 7,5$ баллов происходят раз в 30-40 лет с эпицентром в жудец Вранча (Румыния) с магнитудой $M = (6,5 \div 7,5) \pm 0,2$ [128, с. 7].

Сравнительно не давние землетрясения произошли:

- 10 ноября 1940 г., $I=7$ б. в Кишиневе (магнитуда $M=7,4-7,5$, гипоцентр на глубине $H=120-150$ км, интенсивность в эпицентре $I=9-10$ б.);

- 4 марта 1977 г. - $I \approx 6,5$ б. в Кишиневе ($I \approx 8,5$ б. в Бухаресте, $M=7,2$, $H=100-110$ км.);

- 31 августа 1986 г. - $I=7-8$ б. в Кишиневе ($M=7,1$). Только при землетрясении 1986 г. разрушено много зданий, выполненных *без антисейсмических мероприятий*. Повреждено сотни жилых домов и школ, дошкольных учреждений и промышленных предприятий. Более 12,5 тыс. человек лишились крова, материальный ущерб республики превысил \$ 680 млн. [33, 57, 62, 80, 94, 98, 125].

Повышение сейсмостойкости каменных зданий путем устройства железобетонных поясов впервые, в 1936 г. предложил академик *К.С. Завриев*. Они способны воспринимать силы инерции, действующие не только вовнутрь, но и наружу здания [53].

АС пояса предусматриваются по капитальным каменным стенам, толщиной не менее 19 см [11], до уровня перекрытий с опорной платформой для них, в отличие от обвязок, выполняемых только в уровне перекрытий. При этом стены выполняются в виде кладки из мелких природных и искусственных камней, крупных блоков многорядных и однорядных (*высотой на этаж*) в следующих типах зданий: - каменных; - армокаменных; - комплексной конструкции; - каркасно-каменных; - каркасных, содержащих только часть стен, воспринимающих до 35% вертикальных и горизонтальных нагрузок [11, 45, 103, 106, 113, 116, 117]. К последним относятся здания с *СбМт* каркасом с наружными каменными стенами и «гибкой» планировкой, типа Французской системы «SARET». [89, 104, 106, 107].

В каркасных и каркасно-каменных зданиях *пояса выполняют функции ригелей*.

Несущая способность здания, технологичность, эффективность, качество и продолжительность строительства во многом зависят от конструктивного решения поясов. В мировой практике известны монолитные [3, 4, 59, 63, 113÷118, 120, 144]; сборные [40, 67, 126]; сборно-монолитные (*СбМт*) пояса [11, 45, 62, 63, 64, 102] и *СбМт* ригели [42, 83, 89, 104, 105, 107]. В отличие от *СбМт* ригелей и сборных поясов, *СбМт* пояса соприкасаются с нижележащими стенами монолитным бетоном площадью не менее 60% всей опорной их площади. *СбМт* пояса, как и каменные здания, наибольшее развитие (*до 9 этажей*) получили в Молдове [11, 155]. Нормами предусмотрены пояса из монолитного (*эталон*) и

СбМт (аналог) железобетона [11]. *СбМт* пояса пользуются преимуществом, т.к. на сборный элемент монтируются плиты перекрытия, в одном технологическом цикле. С перекрытий укладывается недостающая арматура и заливается монолитный бетон. В отличие от монолитных поясов, исключаются опалубочные работы и технологические перерывы (около 7-ми дней) на твердение до 70% проектной прочности бетона платформы для опирания перекрытий. При *СбМт* поясах применимы сборные, *СбМт* и монолитные перекрытия, сокращается время возведения здания около 15÷25%.

АС пояса *СбМт* конструкции наиболее перспективны, соответствуют общей тенденции развития железобетона, которая явно наметилась в пользу *СбМт* конструкций, сочетающих в себе преимущества как сборного, так и монолитного железобетона [61, 104, 107, 108, 164].

Работа *СбМт* конструкций имеет свои особенности. В традиционных конструкциях, условно однородного сечения, исчерпание несущей способности, в I-ом предельном состоянии наступает по нормальному (схема 1) и наклонному (схема 2) сечениям. Для *СбМт* конструкций, кроме того, особо характерным является разрушение по 3-ей схеме НДС – по контактному шву [10, 74, 122, 124]. Прочность контактного шва контролируется предельным сдвигающим усилием (F_{sh}), воспринимаемым им, которое должно быть не менее сдвигающей силы в шве от внешней нагрузки (F) [122, п. 2.25]. При нагрузке это сдвигающее усилие (F_{sh}) возникает в приопорных зонах, между опорой и сосредоточенным грузом, на участке поверхности сдвига контактного шва длиной $l_{sh} \leq 4h$, экспериментально установленной А.Е. Кузьмичевым [74], где h - высоты пояса. Я.Г. Сунгатуллин установил, что эти зоны сдвига l_{sh} ограничены приопорными наклонными трещинами в тех местах, в которых моменты от внешних сил превышают или равны моментам образования трещин ($M \geq M_{sw}$) [124]. Эти приопорные трещины представляются длиной проекции наклонного сечения $c = (1 \div 2)h_0$ на продольную ось элемента [96].

По норме требуемая прочность шва обеспечивается за счет его конструктивного типа, в виде шпонок и поперчного армирования [122]. Конструктивные связи шва весьма значимы, что подтверждается многочисленными исследователями [74÷79, 81, 124] и исследованиями Ю.К. Люненко [84], в которых наиболее значимым фактором, влияющим на прочность сцепления и жесткость стыка при сдвиге является тип контактной поверхности.

В аналоговых *СбМт* поясах, предусмотренных нормами [11, 12, 102] *контактная поверхность плоская гладкая, отсутствуют шпонки и выпуска, воспринимающие сдвиговые деформации на приопорных участках l_{sh} , где «закономерно» происходит расслоение*

контактного шва, в предельном состоянии. В результате сопротивление шва сдвигу $F_{sh}=0$, совместность работы сборного элемента и монолитного бетона не обеспечивается. К тому же плоский гладкий, а также неармированный плоский контакт при действии многократно повторяющейся нагрузки не допускается по норме [122, п. 2.30, примеч.]. В результате, использование таких СбМт поясов полным сечением, при действии сейсмической нагрузки недопустимо, **остро требуется их совершенствование.**

Во время сейсмического воздействия на здание АС пояса наиболее напряжены в плоскости стен с узкими простенками, при их перекосе с поворотом. Пояса работают как неразрезные балки, опираясь на сжатые опорные зоны простенков, воспринимая пролетные и опорные изгибающие моменты, и перерезывающие силы. Такая расчетная модель применяется на практике, она разработана Ю.В. Измайловым и реализована в методике расчета поясов со стенами с узкими простенками, без учета в работе на перекося подоконных частей [62, 85]. Она приемлема для крупноблочных стен с вертикальной разрезкой у подоконных частей. *Методика расчета АС поясов с каменными стенами с неразрезными подоконными частями не известна [11, 12, 62, 64, 85, 102]. Тем более не известна методика определения их прочности в предельном состоянии с учетом деформирования кладки и разрушения наиболее слабого простенка, при недопущении прогрессирующего обрушения смежных простенков, более точно отражающая их физическую модель.*

В результате разработка практичной конструкции, методики конструирования и расчета, *антисейсмических сборно-монолитных* поясов, обеспечивающих совместную работу сборных блоков с монолитным бетоном сердечника, вплоть до стадии разрушения и поясов в целом со стенами, повышающая их эффективность, в настоящее время необходима. Как отмечено Ю.В. Измайловым «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» [64, с. 8-9].

Так очевидно, что *разработка более эффективной конструкции АС СбМт поясов, обеспечивающих совместную работу бетонов разного возраста, при обеспечении плотного контакта со стенами с методикой их расчета является актуальной.*

Научная проблема. *Основной проблемой* в известных АС поясах является недостаточная технологичность и эффективность. *Монолитные* пояса (эталон) недостаточно технологичны, т.к. их возведение выполняется в два этапа, до и после устройства перекрытий, их опалубочные и арматурные работы и, особенно, технологические пере-

рывы, связанные с твердением бетона платформы для опирания перекрытий (около 7-ми дней), приводят к высокой трудоемкости и увеличению сроков строительства. *Сборные пояса* технологичны, но не эффективны, так как не обеспечивают плотный контакт с нижележащими стенами. Существующие *СбМт* пояса (*аналог*), в отличие от сборных, контактируют со стеной монолитным бетоном, площадью равной 60% опорной площади всего пояса, установленной нормами Молдовы и Украины [31, 45]. Они недостаточно эффективны, так как при знакопеременном, *сейсмическом* воздействии плоский, гладкий и неармированный плоский контакт не обеспечивает совместную работу разновозрастных бетонов, вплоть до стадии разрушения и не допускается по норме [122]. *Кроме того, стык перемечечных и простеночных сборных блоков расположен на краевых участках простенков (у проемов), часто разрушаемых при землетрясениях, снижает несущую способность СбМт поясов.*

Также проблемой является отсутствие соответствующей методики расчета *АС* поясов и тем более *СбМт* конструкции, определения их прочности в предельном состоянии с учетом подоконных частей, деформирования простенков и *предпрогрессирующего* разрушения наиболее слабого простенка на нижнем этаже, не допуская прогрессирующего обрушения кладки смежных простенков.

Цель исследований: - разработка более эффективной, технологичной конструкции и методики расчета *АС СбМт* 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, установленных нормами.

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

Предмет исследования: - наблюдаемым сегментом и его проявлениями являются совместность работы сборного элемента, по контактному шву с монолитным бетоном *АС СбМт* поясов, их технологичность, возникновение усилий в них, их прочность, в предельном состоянии с учетом подоконных частей, деформирования кладки стен, изменения их жесткости и *предпрогрессирующего* разрушения наиболее слабого простенка здания.

Существенная связь элементов, оказывающих влияние на всю систему работы антисейсмических *СбМт* поясов: - совместность работы, как составных элементов пояса, так и пояса в целом с несущими конструкциями здания и его основанием с учетом

вероятности сейсмического воздействия, его разрушительным эффектом на поверхности микрорайона Земли - интенсивности (I , бал), определяющей сейсмичность зданий.

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 исследования. Исследования проводились изобретательскими способами (*зеркального отражения, проб и ошибок*), аналитическим, численным и экспериментальными методами, решая научную задачу по совершенствованию конструктивных решений антисейсмических поясов зданий и методики их расчета на основе прикладной науки в строительстве - теории сейсмостойкости сооружений.

Научная новизна:

1. Разработана конструкция *АС СбМт* поясов зданий с устройством для их изготовления, (*изобретения автора* [3, 15, 78]), обеспечивающая совместную работу составных элементов – старого (*сборного*) с новым (*монолитным*) бетоном, вплоть до стадии разрушения. Этот эффект достигается, прежде всего, за счет регулярно расположенных сквозных шпонок-перемычек, соединяющих ветвьбалки сборного пустотелого блока, пронизывающих монолитный бетон сердечника и усиливается противоположно направленными клиновидными 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 (*при норме не менее 60%*), за счет уменьшения опорной площади сборного блока с приподнятыми над основанием перемычками. Предложенное устройство позволяет формировать внутреннюю полость сборных блоков с перемычками, перегородками, клиновидными противоположно-направленными шпоночными элементами и арматурными выпусками.

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

- по основным и особым сочетаниям нагрузок 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) с определением прочности внутреннего контактного шва пояса, *аналитическим методом*.

Практическая значимость. Разработанная конструкция и методика расчетов *АС СбМт* поясов, позволяют использовать их при проектировании зданий с каменными и каркасно-каменными стенами. Они также применимы в монолитных, сборно-монолитных, каркасных зданиях с различными стенами, диафрагмами и свободными пролетами.

В состав разработок входят:

1. Конструкция *АС СбМт* поясов в вариантах: - обычных, толщиной 350-400мм, при обычных (*Вт 1*) и больших (*Вт 2*) проемах и нагрузках; - тонких, толщиной 200-300мм (*Вт 3*), при тонких стенах.

2. Конструкция устройства для формования сборных блоков и методика конструирования *СбМт* поясов с помощью сочетания шпонок, перемычек и арматурных выпусков.

3. Расчетная модель и аналитический метод расчета *АС* поясов в плоскости каменных стен с узкими простенками с учетом подоконных частей;

4. Расчетные модели и методика расчета *АС* поясов зданий по предельным состояниям: - по основным и особым сочетаниям нагрузки с учетом подоконных частей и прогрессирующего обрушения кладки стен, *методом конечных элементов*; - по несущей способности и пригодности к нормальной эксплуатации с определением прочности внутреннего контактного шва пояса, *аналитическим методом*.

5. Примеры расчета прочности *АС СбМт* поясов по методике автора.

Предложенные методы наиболее соответствуют физической модели.

Внедрение научных результатов. Разработанная конструкция сборно-монолитного пояса использована при строительстве 9-ти этажного 132-х квартирного жилого дома в Кишиневе (*прил. 4*). Предшествующие варианты поясов автора использовались в нескольких проектах жилых домов (*прил. 5*).

Положения, выносимые на защиту. На защиту выносятся результаты разработки конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий и методика 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 антисейсмических поясов зданий и методики их расчёта по предельным состояниям с учётом действия сейсмических сил;
- в разработках 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. Общий объём работы 213 страниц, из которых 148 страниц основного текста, в т.ч. 87 рисунков и 3 таблицы, также список литературы из 167 наименований на 15 страницах и приложения на 43 страницах.

1. ИЗУЧЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ С КАМЕННЫМИ СТЕНАМИ, ВЫЯВЛЕНИЕ ТЕНДЕНЦИИ РАЗВИТИЯ АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ ПОЯСОВ И СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Основы сейсмостойкости зданий

1.1.1. Теория сейсмостойкости зданий и место АС поясов при их совершенствовании. АС пояса в зданиях с каменными стенами испытывают основное сочетание нагрузок и особое с сейсмическим воздействием, которое является определяющим для их несущей способности. Основная роль поясов - повышение сейсмостойкости зданий.

Возникновение проблемы сейсмостойкости зданий относится к началу их строительства. Методы ее изучения, вначале носили эмпирический характер. Лишь после землетрясений в Ноби (1901 г.) и Сан-Франциско (1906 г.) эта проблема привлекла внимание исследователей [33, с. 3].

Теория сейсмостойкости в процессе ее развития выражается статической, динамической теорией и теорией сейсмического риска, и, в последнее время, уточнениями постановки расчетной задачи [22, с. 20].

Статическая теория. Первая попытка создать теоретические методы расчета сейсмостойких зданий была сделана в 1900 году японским ученым *Ф. Омори*. Для анализа сейсмических сил в сооружениях *Ф. Омори* проводил опыты с кирпичными столбиками. Сейсмической платформе с образцами сообщались гармонические колебания в горизонтальной плоскости. Увеличением интенсивности колебаний столбики доводили до разрушения, определяли наибольшие ускорения и инерционные силы [33, с. 22].

На основании этих исследований *Ф. Омори* разработал методику определения сейсмических сил, получившую название статической теории сейсмостойкости. *Этой теорией не учитывались деформации сооружения, его колебания сводились лишь к переносному движению всех точек сооружения вместе с основанием, а сейсмические силы (S) определялись в зависимости от веса (Q) с учетом ускорения свободного падения ($g=9,81 \text{ м/с}^2$), т.е. массы ($m=Q/g$) части здания в рассматриваемой точке и максимального сейсмического ускорения основания (w_0), по формуле:*

$$S=mw_0=Qw_0/g \quad (1.1)$$

приняв $w_0/g=\kappa_c$

$$S=\kappa_c Q, \quad (1.2)$$

где κ_c - коэффициент сейсмичности, применимый в современной теории сейсмостойкости в качестве характеристики относительной силы землетрясения [22, с. 22÷23; 41, с. 26].

Статическая теория приближенно справедлива лишь для весьма жестких сооружений, деформации которых, по сравнению со смещением основания, пренебрежимо малы. Для высоких зданий, в которых неравномерность деформаций по высоте значительна, теория *Ф. Омори* не позволяет получать верные результаты, что подтвердилось последующими землетрясениями. Со временем стала очевидна зависимость поведения зданий и от их динамических свойств [22, с. 23; 28; 148].

Динамическая теория. Первая попытка создать динамическую теорию была сделана японским ученым *Мононобэ* в 1920 году. Он принял, что основание сооружения совершает колебания по гармоническому закону и рассмотрел вынужденные колебания сооружения, в виде системы с одной степенью свободы. Он ввел коэффициент динамичности β в формулу Омори для определения сейсмической силы:

$$S = \kappa_c \beta Q \quad (1.3)$$

При этом для системы с одной степенью свобода

$$\beta = 1 / (1 - T^2 / T_0^2) = 1 / (1 - \omega_0^2 / \omega^2), \quad (1.4)$$

где T и ω – соответственно период и частота собственных колебаний сооружения;

T_0 и ω_0 - тоже колебаний основания при землетрясении.

Недостатком исследований *Мононобэ* является не учет начальной фазы сейсмических колебаний [22, с. 23; 28, с.13; 163].

В 1927 году *К.С. Завриев* предложил рассматривать сейсмические колебания грунта как гармонические не затухающие, начинающиеся по закону косинуса при котором в начальный момент времени (t) основание получает некоторое смещение, а скорость равна нулю. При этом задача рассматривалась в нестационарной постановке. Сейсмическая сила вычислялась аналогично *Мононобэ*, но коэффициент динамичности определялся по формуле [33, с. 23; 55]:

$$\beta = (\cos \omega_0 t - \cos \omega t) / (1 - \omega_0^2 / \omega^2) \quad (1.5)$$

Работы *Мононобэ* и *Завриева* сыграли большую роль в становлении динамического подхода к расчету сооружений [33, с. 23; 41, с. 27].

Дальнейшее развитие теории сейсмостойкости зданий выражается *спектральной теорией* расчета зданий, использующей исходное сейсмическое воздействие, заданное в виде спектра – зависимости ускорения от частоты.

В 1934 г. американский ученый *М. Био* разработал метод оценки сейсмических сил с использованием инструментальных записей колебаний грунта. Он предложил стандартную спектральную кривую, которая стала основанием для практических расчетов и основой Калифорнийских Норм 1951 г. [28, с. 15; 33, с. 23; 41, с. 28].

Важны также исследования *Т. Коха, Г. Хаузнера, Р. Мартела Дж. Алфорда* показавшие большое влияние не учтенного ранее *М. Био* затухания системы на величины сейсмических сил. Результаты этих исследований вошли в основу действующего в США Калифорнийского Кода [33, с. 23].

В Советском союзе развитие метода, предложенного *М. Био*, нашло отражение в работах *А.Г. Назарова*, использовавшего специально разработанные им многомаятниковые сейсмометры, позволявшие по их записям оценивать максимальные значения сейсмических сил. *С.В. Медведев*, для построения спектральных графиков использовал сейсмограммы, обработанные графоаналитическими методами, известными под названием “метод фазовых плоскостей и векторных диаграмм”. *И.Л. Корчинский*, на основе анализа сейсмограмм слабых землетрясений, предложил записывать закон движения грунта в виде пакета затухающих синусоид и довел динамическую теорию до внедрения в практику проектирования сейсмостойких зданий. Он также предложил, вошедшую в сейсмические нормы спектральную кривую коэффициента динамичности β и разработал формулы для практического определения действующих на здания сейсмических нагрузок [33, с. 24].

В итоге, большое практическое значение в развитии динамического метода расчета отмечается в работах таких ученых, как: *К.С. Завриев*, в монографиях 1936 и 1946 гг. [53, 54]; *И.Л. Корчинский, С.В. Поляков, В.А. Быховский, С.Ю. Дузинкевич, В.С. Павлык*, в монографии 1961 г. [71]. *К.С. Завриев, В.А. Быховский, И.Л. Корчинский, В.С. Павлык*, в инструкции 1962 г., по определению расчетной сейсмической нагрузки [65, с. 2], *Р. Клаф, Дж. Пензиен* (США), в монографии 1979 г. [68] и др.

Параллельно со спектральным методом развивались и методы вероятностного (стохастического) анализа сейсмических сил. В этом направлении работали зарубежные ученые: - *Байкрофт, Гудмэн, Эрминген, Ньюмарк, Розенблюет, Окамото* и советские ученые: - *Барштейн, Болотин, Гольденблат* и др. [33, с. 24; 125].

В настоящее время развитием различных областей сейсмостойкости зданий занимаются многие ученые мира, среди которых нижеприведенные.

Американские и Японские ученые:

- *Christie Hale, Norman Abrahamson*, Department of Civil and Environmental Engineering University of California, **Berkeley**, *Yousef Bozorgnia*, Department of Civil and Environmen-

tal Engineering University of California, **Los Angeles**. Вероятностный анализ сейсмической опасности, проверка кода [136];

- *Jeff Bayless, Norman A. Abrahamson*. Department of Civil and Environmental Engineering University of **California, Davis**. Эмпирическая модель для амплитудных спектров Фурье с использованием базы данных NGA-West2 [145];

- *Pengfei Wang, Jonathan P. Stewart, Yousef Bozorgnia*. Department of Civil and Environmental Engineering University of **California, Los Angeles**. *David M. Boore*. U.S. Geological Survey (Emeritus). *Tadahiro Kishida*. Khalifa University of Science and Technology. Пакет «R» для расчета спектров отклика при землетрясении [149];

- Рабочая группа TBI во главе с сопредседателями *Ron Hamburger and Jack Moehle: Jack Baker, Jonathan Bray, C.B. Crouse, Greg Deierlein, John Hooper, Marshall Lew, Joe Maffei, Stephen Mahin, James Malley, Farzad Naeim, Jonathan Stewart, and John Wallace*. (**США**) Руководство по сейсмическому проектированию высотных зданий на основе характеристик, версия 2.03. Май 2017 [142];

- *Jonathan D. Bray, Ross W. Boulanger, Misko Cubrinovski, Kohji Tokimatsu, Steven L. Kramer, Thomas O'Rourke, Ellen Rathje, Russell A. Green, Peter K. Robertson, Christine Z. Beuzaei*. **США - Новая Зеландия**. Эффекты перемещения грунта от разжижения [146];

- *Танака Ясунаги, Номура Горо, Хидеюки Кинугаса*. **Японский институт бетона**. Исследование на вторичной стене с соединением структуры [166];

Немецкие ученые:

- *Филипп Джуссет* и его коллеги из исследовательского центра геонаук изобрели новый точный способ выявления землетрясений с помощью кабелей интернета и телевизионного сигнала [110];

- *Daniel Spengler, Robert Behling, Sabine Chabrilat, Hannes Diedrich, Doris Dransch, Saskia Förster, Mahmud H. Haghighi, André Hollstein, Sibylle Itzerott, Theres Kuester, Christian Mielke, Robert Milewski, Mahdi Motagh, Sigrid Roessner, Daniel Scheffler, Mike Sips, Karl Segl, Alexandra Wolanin, Luis Guanter*. Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, Potsdam. Спутниковое дистанционное зондирование наземных поверхностей - начало новой эры. [160];

- *Christoph Sens-Schönfelder und Roel Snieder*. Методика восстановления телесеismicческих волн по записям [159];

- *Frederik Tilmann, Bernd Schurr, Simone Cesca, Torsten Dahm, Joachim Saul, Mauro Palo, Marcos Moreno, Jonathan Bedford, Onno Oncken, Rongjiang Wang Германия и Yong Zhang (Китай)*. Новое понимание процесса большое землетрясение [161].

Молдавские ученые:

- *Буртиев Рашид*. Вероятностный анализ сейсмической опасности территории Молдовы и сопредельных районов [29];

- *Burtiev Rashid, Alcaz Vasile, Cardanets Vladlen*. Вероятностный анализ сейсмической опасности на основе стохастических моделей сейсмичности [134].

Румынские ученые:

- *Мирча Радулиан*, научный директор Румынского института физики Земли (INFP). Люди должны быть готовы к сильному землетрясению [8];

- Профессор, почетный президент Национального Румынского института физики Земли *Георгий Мармурияну* пришел к крайне важному выводу: периодичность сильных землетрясений может быть установлена. «*Великое землетрясение последует после 2040 года*». Точнее, Мармурияну отмечает, что «существует физическая реальность. Если мы посчитаем 64 года с момента землетрясения в 1977 году, то это 2041 год. Это великое землетрясение, которое может быть во Вранче» [7];

Российские ученые: *Я.М. Айзенберг, Ф.Ф. Антикаев, А.М. Белостоцкий, А.А. Бунов, М.А. Дашевский, Г.А. Джинчвелашивили, А.В. Дукарт, В.И. Жарницкий, С.В. Кузнецов, Е.Н. Курбацкий, А.М. Курзанов, О.В. Мкртычев, В.Л. Мондрус, Ю.П. Назаров, А.Е. Саргсян, В.И. Смирнов, А.Г. Тамразян, А.Г. Тяпин, А.М. Уздин, В.И. Уломов, Ю.Т. Чернов, Г.Э. Шаблинский* и др. Модернизация карт сейсмического районирования, инструментальная шкала сейсмической активности, надежность сейсмоизоляции, основы теории сейсмостойкости... [20, 23, 24, 28, 127, 128];

Украинские ученые:

- *О.В. Кендзера, Б.Г. Пустовітенко, В.В. Кутас, В.Є. Кульчицький, С.Т. Вербицький, Р.С. Пронишин, О.М. Сафронов, В.О. Корольов, І.А. Калітова, Г.Д. Пасинков, А.Ф. Стасюк* Сейсмичность Украины [157];

- *О.М. Скляр, В.О. Корольов, В.О. Цибко, В.О. Ровінський, В.М. Вдовиченко, В.О. Корольов, Л.М. Шехтман, С.І. Дейнеко*. Сейсмическое районирование Украины [158];

- *О. Verpakhovska, V. Pilipenko, T. Yegorova, A. Murovskaia*. Сейсмическое изображение коры на профиле PANCAKE по Украинским Карпатам из метода миграции [154].

К современному развитию теории сейсмостойкости относится **разновидность динамического метода – расчет по фактическим и искусственным (синтетическим) акселерограммам** и метод оценки землетрясений параметрами макросейсмической интенсивности и грунтового ускорения, линейный и не линейный временной динамический анализ, линейно-спектральный метод анализа и др. [41, 106, 151].

Теория сейсмического риска, развитая в России *А.П. Синицыным* в настоящее время актуальна и нашла отражение в Российском СП 14.13330.2014 [106], гармонизированном с Еврокод 8 [141], нормами Италии, Румынии, МСН СНГ [1, 21, 70, 97]. В ее основу положена концепция о том, что любая конструкция в процессе эксплуатации неизбежно подвергается риску и, если этот риск слишком велик, конструкция может быть разрушена. Понятие “р и с к” позволяет оценить возможное отклонение от цели, ради которой принято данное решение. Применение этой теории может привести к экономии за счет обоснованного снижения расходов на антисейсмические мероприятия.

Актуальным также является разработка методов расчета зданий с учетом упругопластических свойств материала, что важно для оценки реальной несущей способности конструкций при сейсмическом воздействии. Существуют разные методы, учитывающие особенности деформирования конструкции. Среди них можно отметить наиболее строгий метод, рассматривающий упругопластические пространственные сейсмические колебания системы “г р у н т – с о о р у ж е н и е”, разработанный *Ш.Г. Нанетваридзе, Р.В. Двалишвили и Д.К. Уклеба* [33].

Учёт податливости основания позволяет заметно снизить сейсмическую нагрузку на здание, что экспериментально подтверждается в диссертации доктора хабилитат *А.С. Золоткова* [60, с. 135÷136, формулы (4.1- 4.6)].

В последние годы всё больше ученых уделяют внимание нелинейной работе конструкций зданий. Для оценки реальной работы элементов необходимо рассматривать такую математическую модель конструкции, которая как можно ближе характеризует рассматриваемую физическую модель системы [44, с. 212÷216; 86]. В настоящее время в стандартах США и практических расчетах строительных конструкций зданий широко применяется мультилинейная аппроксимированная зависимость «сила-перемещение» *с учётом прогрессирующего обрушения*. В основе расчёта лежит метод, основанный на образовании пластических шарниров. Анализ сечений и определение свойств этих шарниров являются сложным процессом и пока не под силу большинству программных комплексов [44, 133, 150, 153].

Т.Л. Дадаян предложил более простой метод расчета конструкций зданий с использованием усреднённых жёсткостей [44, с. 213]. При определении деформаций жесткость ж.б. колонн составляла $0,55 E_b I$, ж.б. стен и диафрагм - $0,5 E_b I$, а для ригелей, перекрытий и др. элементов – меньше. При этом установлено, что *границным значением повреждений конструкций является увеличение периода колебаний (T) до 30%*

[19, с. 213÷214; 44, с. 216; 129], что, **по мнению автора** настоящей работы, следует учитывать в расчетах зданий. Считается, что при больших увеличениях периода в конструкциях возникают пластические шарниры и локальные повреждения. Из-за трещин и повреждений уменьшается жёсткость, изменяется период колебаний (T) и перемещения (f) здания. Анализируя результаты расчёта церкви, в Иордании, с использованием усреднённых жёсткостей *Т.Л. Дадаян* выявил, что **изменение напряжений и деформаций приводит к перераспределению усилий, которые в жёстких системах могут увеличиваться, а в гибких – уменьшаться** [44, с. 216].

Основное направление современного развития теории сейсмостойкости. На современном этапе развития теории сейсмостойкости характерна общая тенденция **уточнения постановки расчетной задачи**. Требуется более полное и подробное описание сейсмического воздействия и более точные методы расчета. Необходимо изучение проблемы взаимодействия сооружения с грунтом, при уточнении влияния характера грунтов и условий заделки в них сооружений на динамические характеристики сооружений. Практически важным, актуальным направлением для **настоящей диссертационной работы** является дальнейшее совершенствование конструктивных решений антисейсмических поясов и их расчетной схемы в зданиях с каменными стенами, наиболее точно отображающих физические, нелинейные свойства, пространственную работу, условия заделки в основании.

1.1.2. Нормативные требования к расчету сейсмостойких зданий. С 1-го февраля 2001 года в Р. Молдова действует *СНУП* П-7-81* изд. 1991г. [113]. “Строительство в сейсмических районах” с изменениями п.1 MD [9], аналогично норм бывшего Советского Союза, ныне стран СНГ, в которых в основе расчета сейсмических (условных статических) нагрузок **принят метод (А) спектральных кривых**. Ординаты спектральных кривых используются для определения коэффициента динамичности β . Методом *А* рассчитываются обычные здания (п.2.5 *СНУП* [113]), в т.ч. с каменными стенами.

При проектировании особо ответственных сооружений (с пролетами конструкций более 30-ти метров) и высоких (16 и более этажей) зданий, сейсмические воздействия, учитываются в виде **инструментальных записей ускорений основания** (w_0), наиболее опасных для данного здания или сооружения, а также синтезированных акселерограмм (**метод Б**) [60, 80, 113].

1.1.3. Сейсмические воздействия и районирование территории Р. Молдова. Земная кора территории Молдовы осложнена серией тектонических разломов, которые дробят её на различные по размерам геологические структуры. Многие из них под влия-

нием эндогенных процессов испытывают поднятия и опускания. К примеру, Кодринская структура испытывает наиболее интенсивные поднятия, а Нижнеднестровская - опускания. Эти движения иногда провоцируют отдельные слабые землетрясения. Наиболее активные и мощные движения земной коры происходят в соседних молодых Карпатских горах, имеющие, нередко, большую разрушительную силу. Расстояние между Молдовой и источником землетрясений - жудец Вранча (Румыния) составляет не более 150 - 200 км, что способствует проявлению сильных землетрясений [62, 125].

По данным *В.И. Уломова* (рис.1.1) [128] район Вранча, расположенный в Румынии, на юго-восточном изгибе горных Карпат, является одной из наиболее активных сейсмических областей Европы. Очаговая область зарождения землетрясений представляет собой почти вертикальный блок литосферы, погружающийся на глубину 180 км и более. Самые крупные очаги расположены очень компактно в интервале глубин 80–160 км, занимая в плане площадь размером 30×60 км². Магнитуда максимальных землетрясений в зоне Вранча может достигать $M=8.0$, а период их повторяемости составлять 300–500 лет.

Президент Национального Румынского института физики Земли Георгий Мармурия-

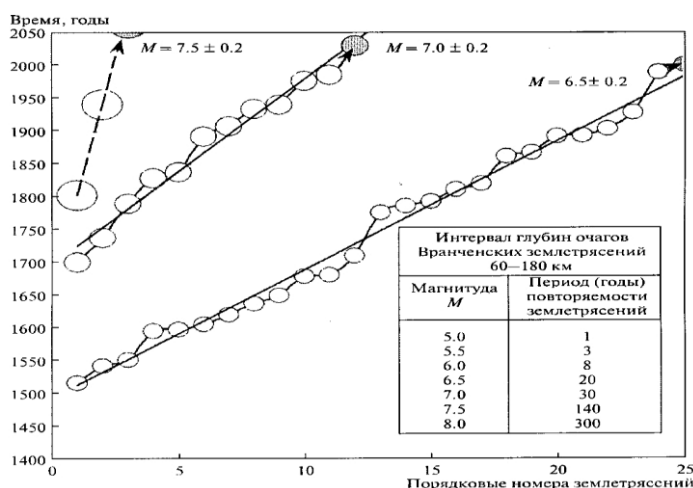


Рис.1.1. Сейсмический режим очаговой зоны Вранча, расположенной на глубине 60–180 км. Показана последовательность возникновения произошедших (белые кружки) и прогнозируемых (серые кружки) сильных землетрясений с магнитудами более 6.5 ± 0.2 [128, с. 7].

ну сообщил, что из периода, в течение которого произошли землетрясения за последние 300 лет, получены данные, по которым можно проводить научные наблюдения. Установлено, что землетрясения происходили с интервалами 36-37 лет и 64 года. Речь идет о шести великих землетрясениях: - 12 июня 1701 года, 7,5 баллов по шкале Рихтера; - 11 июня 1738 года, 7,7 б.; - 26 октября 1802 г., самое большое землетрясение в Румынии, 7,9 б.; - 23 января 1838 г., 7,5 б.; - 10 ноября 1940 г.; последнее - 4 марта 1977 года [7].

По данным руководителя Центра экспериментальной сейсмологии Института геологии и сейсмологии Академии наук Молдовы *Иона Илиеша*, в республике землетрясения происходят «с периодичностью 36-37 лет, 64-102 года» [100].

По данным замдиректора Института геологии и сейсмологии Академии наук РМ, *Василия Алказа*, «согласно карте сейсмического зонирования, территория Молдовы разделена на три зоны сейсмостойкой опасности», интенсивностью $I=6, 7, 8$ баллов (рис. 1.2). «Наименее сейсмоопасен северо-восток, где землетрясения могут достигать интенсивности 6 баллов, наиболее – юг, где чувствуются толчки в 8 баллов по 12-тибальной сейсмической шкале MSK» [98].

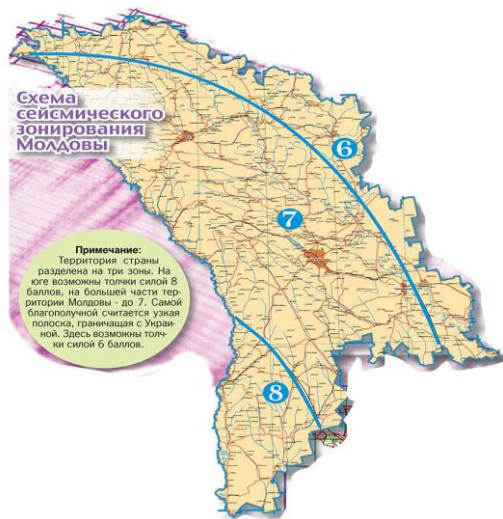


Рис. 1.2. Карта сейсмического зонирования территории Республики Молдова. [98].

При проектировании зданий, интенсивность землетрясений на площадке строительства уточняется по картам сейсмического микрозонирования, а при их отсутствии по табл.1 СНиП [9, 113], в зависимости от местных грунтовых и гидрогеологических условий, от их принадлежности одной из трех категорий. При этом расчетная сейсмичность площадки строительства может быть повышена или уменьшена на 1 балл [9, 113].

Интенсивность сейсмических воздействий существенно зависит от влажности грунтов, определяемой глубиной заложения подземных вод, относительно поверхности земли.

По данным *С.В. Полякова* [94, с. 99], установлено две главные причины влияния грунтовых условий на интенсивность землетрясений. Первая - связана с динамическими характеристиками грунтов в поверхностных слоях, располагающихся на коренных породах, более глубоких слоев. Вторая - связана с несущей способностью самих грунтов, расположенных в основании сооружения, повреждающихся при колебаниях.

В случае совпадения собственных периодов колебаний с сейсмическими волнами часто **наблюдается увеличение сейсмических нагрузок за счет резонансных явлений**, происходящее в основном, тогда, когда на участке имеется однородная, по сейсмической жесткости толща рыхлых отложений, подстилаемая коренными скальными или полускальными породами, имеющими большую жесткость, чем рыхлые отложения [80, с. 18]. Более интенсивное движение поверхностных слоев грунта, по сравнению с глубинными слоями, установлено, как теоретически, так и экспериментально [70, 94].

Преобладающие периоды собственных колебаний грунта. Почвенный слой - от 0,2 до 0,3 секунд. Аллювиальные отложения, перенесенные реками (галечник, гравий, песок, пылевато-глинистые) - от 0,4 до 0,5 секунд. Третичные отложения – от 0,6 до 0,7 с.

В этих же пределах, от 0,1 до 1,5 с. находится период собственных колебаний большинства строящихся зданий. В этой связи во время землетрясения возможно возникновения резонанса и увеличение сейсмического воздействия. Так, при обследовании зданий в г. Кишиневе, после Карпатского землетрясения 1986 г. наблюдалось, в некоторых случаях, локальное увеличение степени разрушения высоких зданий, связанное с резонансными явлениями [80, с. 11].

Наибольшую опасность для здания создает резонанс в области максимума спектра сейсмического воздействия. Землетрясения с преобладанием в спектре *длиннопериодных* колебаний более *опасных для гибких* зданий, а *короткопериодных* для *жестких* [63].

Параметры землетрясения зависят от многих факторов, среди которых: общее высвобождение энергии, глубина очага и расстояние до него, направление разлома в эпицентре и его длина, сейсмические свойства (*жесткость и устойчивость*) грунтов основания [25, 80, 94]. Достоверно предсказать параметры предстоящего землетрясения, в настоящее время, невозможно. В этой связи требуются универсальные конструктивные решения зданий, способные обеспечивать их сохранность независимо от спектрального состава сейсмического воздействия. Таким требованиям отвечают конструктивные решения зданий с выключающимися связями, детально изученные *Я.М. Айзенбергом, Э.Е. Хочияном* и частично выключающимися связями - *Ю.В. Измайловым* и др. [63, с. 27÷28, 87]. Каменные стены обладают высокой начальной жесткостью. *Длиннопериодные* колебания для них неопасны, а *короткопериодные* могут вызвать повреждения, выключение их части из работы и, как следствие, снижение жесткости и соответственно сейсмической силы, и в результате - выход из резонансного состояния. Это позволяет обеспечивать живучесть, устойчивость зданий [51, с. 27; 87].

Здания с частично выключающимися связями, также как и с выключающимися связями, *сейсмостойкие, что актуально.* К ним относятся каркасно-каменные здания высотой до 9-ти этажей, предусмотренные нормами Молдовы - *НСМ F. 03.02-2005* [11], с монолитными либо сборно-монолитными поясами, выполняющими роль ригелей. Эти нормы разработали ученые Молдовы: др. хаб. *Ю.В. Измайлов,* др. хаб. *А.С. Золотков,* др. инж. *И.В. Бубуек,* на основе экспериментальных и теоретических исследований, нацеленных на увеличение высоты каменных зданий. Молдова единственная страна из бывше-

го Советского Союза, которая проектирует и строит такие здания, высотой 9 этажей в сейсмических районах [155].

Каменные здания имеют многовековую историю. Они встречаются во всем Мире. Анализ последствий землетрясений показывает, что кладка, не усиленная армированием, железобетонными включениями и антисейсмическими поясами часто разрушается.

Изучением сейсмостойкости зданий с каменными стенами занимаются многие ученые разных стран, среди которых: *Simonici M., Румыния* (*Взаимодействие каменной кладки с железобетонным каркасом*) [151]; *Carmine Lima, Gaetano De Stefano, Enzo Martinnelli, Италия* (*Расчетная диагональная модель работы кладки в ж.б. раме*) [135]; *Hamzeh Shakib, Иран* (*Рекомендации по оценке сейсмостойкости неармированных каменных стен зданий, сдвиг и диагональное растяжение простенков*) [144]; *Ali Bakhshi, Mohammad Ali Ghannad, Mohammad Yekrangnia, Иран* (*Усиление кладки арматурными сетками с одной стороны стен повышает прочность /сейсмостойкость/ стен в их плоскости*) [132]; *Namid Civil, Филадельфия, США.* (*Во избежание разрушения хрупкого сдвига /широкого простенка/ эффективно распределенное горизонтальное армирование, а для повышения прочности на изгиб - вертикальная сталь, сосредоточенная на концах /узкого/ простенка*) [143]; *Танака Ясунаги, Номура Горо, Хидеюки Кинугаса, Япония.* (Вторичные стены оказывают большое влияние на механизм работы каркаса, обладают горизонтальным допуском и величиной влияния) [166]; **В Японии** специально разработано руководство по сейсмической диагностике и усилению для сохранения и использования существующих каменных зданий [167]. *В. Дорофеев, К. Езупов, А. Мурашко* и др. ученые в Украине настаивают на проверке всех городских зданий, из-за увеличения сейсмичности до 9-ти баллов, по уточненной карте [31].

1.2. Известные конструктивно-технологические решения антисейсмических поясов, их достоинства, недостатки и тенденция развития.

1.2.1. Развитие антисейсмических поясов. Повышение сейсмостойкости каменных зданий путем устройства железобетонных поясов впервые упоминается в монографии академика *Кирияк Самсоновича Завриева* от 1936 г. [53]. Позже, в 1946 г. [54] *К.С. Завриев* предложил для «связи стен с перекрытиями и покрытиями, а также друг с другом», применять «железобетонные антисейсмические пояса». Такое решение было предложено вместо, указанной в инструкции Наркомстроя, их связи анкерами с заделкой концов балок на 2/3 толщины стены и заглублением железобетонного перекрытия в стены не менее чем на

12 см., «а в особо тяжелых случаях в дополнение к этим приемам». Необходимость предложенных мер *К.С. Завериев* объяснял тем, что в отличие от ветра, действующего в направлении снаружи внутрь здания, наибольшие силы инерции при землетрясении могут действовать не только внутрь, но и наружу здания. При направлении горизонтальных сил инерции с наружи внутрь здания стена опирается на пересекающие ее стены и на междуэтажные перекрытия. При действии же горизонтальных сейсмических сил, направленных наружу, стена стремится оторваться от других стен и перекрытий. В виду того, что в обычных условиях связи стен каменных зданий не приспособлены к восприятию таких реакций, может произойти отделение участков стен от других элементов и в результате они выпадут наружу. Это обстоятельство подтверждается характером разрушений при землетрясениях. К примеру, во время землетрясения 1926 г. в Ленинанкане, в зданиях с 3-х слойными стенами, возведенными способом «мидис», только внутренний облицовочный слой из камня, связанный с перекрытиями и поперечными стенами, оставался невредимым. А не связанный наружный облицовочный слой из камня и засыпка промежутка между слоями из строительного мусора с не большим количеством вяжущего вещества, отделялись от остальной части стены и выпадали наружу [54, с. 247].

Антисейсмические пояса обхватывают все стены здания. Аналогичную роль играют обвязки в уровне перекрытий [81]. Однако они менее жесткие и располагается только в уровне перекрытий. В отличие от обвязок, низ поясов располагается под перекрытиями и является опорной платформой для них (*рис. 1.3, а, б*). В каркасно-каменных стенах зданий пояса играют роль ригелей.

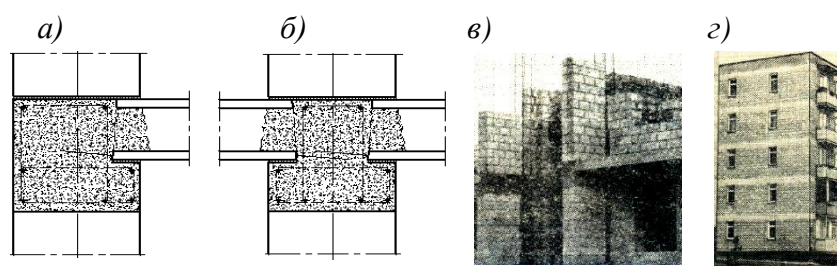


Рис. 1.3. Монолитный ж.б. пояс наружных (*а*), внутренних (*б*) [чертёж автора] стен и возведение каркасно-каменных зданий 2-го типа (*в*) [62, с. 56], существующее здание из крупных каменных виброблоков с монолитными поясами (*з*) [94, с. 208].

1.2.2. Известны монолитные железобетонные пояса [3, 4, 59, 63, 113, 115÷118, 120, 144], расположенные в уровне перекрытий в каменных зданиях и каркасно-каменных зданиях 2-го типа, в которых каркас возводится после

выполнения кладки стен, при использовании ее в качестве опалубки. Плотность и прочность контактного шва монолитных железобетонных поясов с кладкой и перекрытиями наиболее высока (*рис. 1.3, в*). В результате анализа последствий Карпатского [62, 63, 94] и

других землетрясений выявлено, что хорошо себя ведут, при сейсмических нагрузках здания, содержащие монолитные пояса (рис. 1.3, а, б), выполненные после монтажа стенового заполнения (рис. 1.3, в, г).

Основным недостатком монолитных железобетонных поясов является то, что при их применении, необходимо устройство опалубки и двух стадийное бетонирование, до монтажа сборных плит перекрытия и после их монтажа с технологическими перерывами необходимыми для твердения бетона до 70% проектной прочности опорной платформы для перекрытия [51, с. 15].

Устройство опалубочных работ приводит к повышению трудозатрат и вместе с технологическими перерывами, вызванными процессом ожидания твердения бетона нижней части монолитных поясов (около 7 дней), приводит к увеличению срока строительства.

Закономерно возникали желания устранить эти недостатки. Решение данной проблемы стало возможным с разработкой конструкции пояса с применением сборного железобетона [11, 40, 45, 106].

1.2.3. Известно конструктивно-технологическое решение антисейсмических поясов сборной конструкции, по типовому проекту 5-ти этажного жилого дома 102 серии, разработанному институтом «Молдгипрострой» [67, лист 22, 35, 36; 126, с. 60], ранее применяемые на практике. Данные пояса содержат сборные железобетонные перемычечные (рис. 1.4, а) и поясные (рис. 1.4, б, в) блоки с гладкими поверхностями и «не

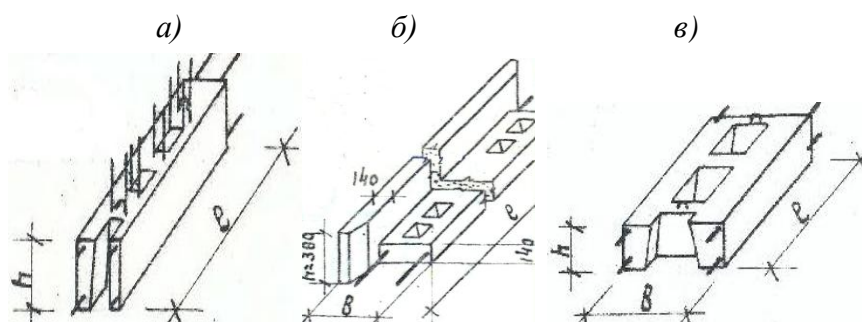


Рис. 1.4. Сборный перемычечный (а) и поясной L – образный (б) блок поясов наружных стен, и (в) внутренних стен, в 102 серии [67, лист 22, 35, 36; 126, с. 60].

большими» отверстиями для пропускса арматуры в опорной плите, монтируемые над проемами, простенками и монолитный железобетон обвязки, расположенной в уровне перекрытий. В указанных поясах не обеспечивается,

в полной мере, совместная работа монолитной обвязки со сборными блоками и пояса в целом со стеной, из-за необеспечения площади контакта монолитного бетона с кладкой стены, составляющей не менее 60% опорной площади, требующих действующих нормами Молдовы [11] и Украины [45]. При этом известно, что анкеровка плит перекрытия в сборном поясе с отверстиями осуществлялась как показано на рис. 1.5 [80, с. 220].

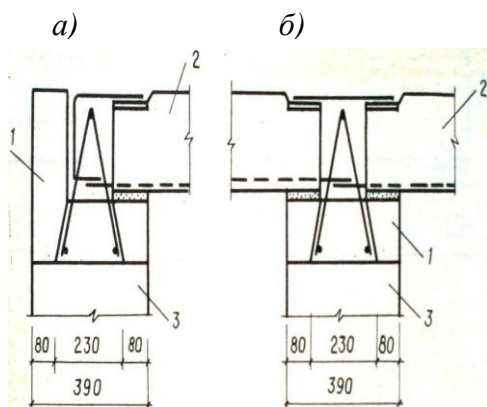


Рис. 1.5. Анкеровка плит перекрытия в АС поясе сборной конструкции по наружной (а) и внутренней (б) стене: 1 – сборный пояс; 2 – плита перекрытия; 3 – стена [80, с. 220].

1.2.4. Известен сборно-монолитный пояс в проектах зданий ГПИ «Молдгипрострой» и ОИСИ [63], содержащий сборные железобетонные перемычные, лоткообразные блоки с днищем и простеночные пустотелые

блоки, соединенные с перемычными блоками с помощью свариваемых арматурных выпусков и монолитный бетон с рабочим арматурным каркасом, заполняющий пустоты (рис. 1.6, а). При этом поверхности сборных блоков, контактирующие с монолитным бетоном плоские гладкие и без выпусков, что не обеспечивает их совместную работу вплоть до разрушения. Днище в сборном перемычном блоке положительно сказывается на опалубочных работах, но не ликвидирует их полностью (рис. 1.6, б).

1.2.5. Известен СбМт пояс по нормам: РСН-10-87 и НСМ F.03.02-2005 [11, с. 21; 102, с. 24], содержащий сборные железобетонные перемычные блоки, длиной пере-

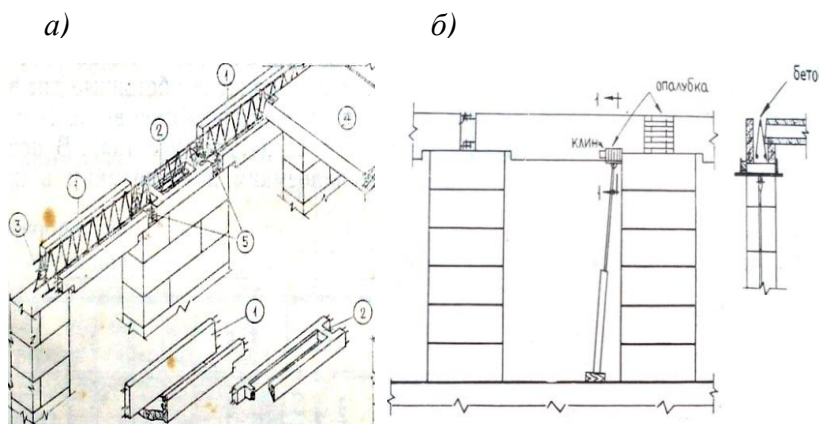


Рис. 1.6. Конструкция СбМт ригелей в проектах зданий ГПИ «Молдгипрострой» и ОИСИ (а) и устройство опалубки (б): 1 – сборный перемычный блок с днищем над проемом; 2 – рядовой блок, без днища над стеной; 3 – арматурные каркасы монолитной обвязки; 4 – панель перекрытия; 5 – стык сборных блоков [63, с. 289].

крывающей не более одного проема и простеночные блоки, соединенные с ними, в наиболее напряженных краевых зонах простенка, непосредственно у граней проемов, с помощью свариваемых арматурных выпусков и монолитный бетон с рабочим арматурным каркасом (рис. 1.7, 1.8). Где сборные блоки содержат железобетонные стенки с гладкой, не

армированной контактной поверхностью, соединенные между собой двумя «тонкими» железобетонными перемычками, приподнятыми над основанием и расположенными только над опорами.

Конструкция данного пояса представляет собой модифицированный вариант *СбМт* ригелей, разработанных ГПИ «Молдгтпострой» и ОИСИ (рис.1.6).

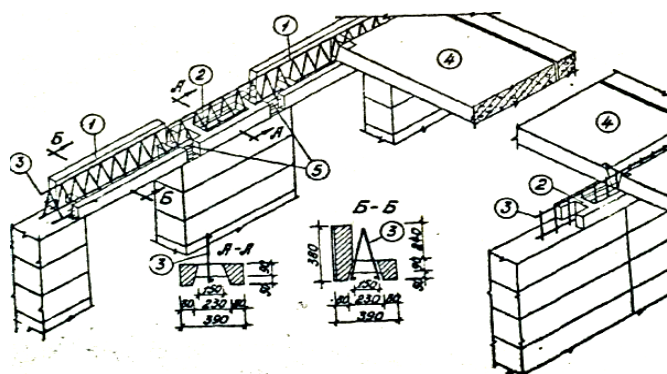


Рис. 1.7. Конструкция *СбМт* ригелей без днаща, предусмотренных РСН-10-79 [62, с. 143], РСН-10-87 [102, с. 24]: 1 - сборные элементы ригелей наружных стен; 2 - то же внутренних стен; 3 - арматурные каркасы монолитных обвязок; 4 - панели перекрытий; 5 - стыки сборных элементов.

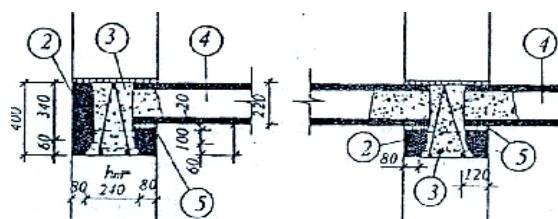


Рис. 1.8. Конструкция *СбМт* АС поясов (ригелей каркасно-каменных зданий) предусмотренных в НСМ F.03.02-2005 [11, с. 21]: 1 - стена; 2 - сборный пояс; 3 - монолитный бетон; 4 - перекрытие; 5 - растворный шов.

Отличительная особенность этой конструкции в том, что перемычный блок выполнен без днаща над проемом. Это не значительно сказывается на трудоемкости опалубочных работ, зато позволяет использовать перемычные блоки одной и той же длины при разной ширине проемов или использовать их в качестве простеночных блоков, что существенно снижает номенклатуру изделий.

В указанных поясах не обеспечивается, в полной мере, совместная работа монолитного бетона со сборным блоком, из-за гладкой контактной поверхности и отсутствия арматурных выпусков в монолитный бетон, что недопустимо при многократно повторяющейся (*сейсмической*) нагрузке [122, п. 2.30, прим.]. Редкое расположение «тонких» перемычек между стенками сборного блока также не обеспечивает, в полной мере, совместную работу стенок между собой и достаточную жесткость сборного блока, необходимую при транспортно-монтажных нагрузках, особенно, при увеличении его длины. Кроме того, отсутствие этих перемычек в приопорных, наиболее напряженных зонах, где действует наибольшая поперечная сила (Q), приводит к расслоению контактного шва. В результате плоские контактные поверхности и раздельное армирование сборного блока и монолитного сердечника приводят к раздельной их работе, к перерасходу арматуры и снижению несущей способности пояса.

Кроме того, составление разрезного пояса из коротких простеночных и перемычных блоков приводит к снижению его несущей способности и затратам при монтаже. Рас-

положение стыка этих блоков на краю простенка, подвержено повышенному риску разрушения опорной зоны во время землетрясения.

1.2.6. Среди близких аналогов известны сейсмостойкие *СбМт* ригели сборно-монолитной строительной системы «Сарет» (рис. 1.9, а) и УДС (рис. 1.9, б), содержащие сборный железобетонный лоткообразный блок с опорными стенками для плит перекрытия и бетон омоноличивания. Кроме того, в ригеле системы «Сарет» (рис. 1.9, а), выполнены вертикальные арматурные выпуски из опорных граней стенок, заведенные в монолитную часть плит перекрытия [104, 107]. В сборном блоке ригеля УДС (рис. 1.9, б) на внутренней поверхности стенок и дна лотка выполнены продольные углубления, а арматурные выпуски отсутствуют [104]. Альтернативная конструкция - *СбМт* ригель ООО «ЦЕНТР МКС» для сборно-монолитного каркаса зданий (рис. 1.9, в) с полнотелым блоком из сборного железобетона, предварительно напряженного арматурой проволоочной Вр-1400 [83].

В данных *СбМт* ригелях отсутствуют поперечно-направленные шпоночные элементы в стенках и днище, воспринимающие продольные усилия среза, что не обеспечивает, в полной мере, совместную работу монолитного сердечника со сборным блоком. А сплошное днище сборных блоков не позволяет обеспечить проход вертикального армирования усиления стен и плотный контакт монолитного сердечника со стеной здания, ограничивает возможность его использования в сейсмостойких зданиях с несущими стенами. Массивность сборных блоков ригелей приводит к увеличению расхода материалов и инерционных сил при землетрясении. Существует риск выпадения сборного лоткообразного элемента при «закономерном» расслоении контактного шва между разновозрастными бетонами.

Высокая прочность шва между простенком и поясом важна. Прижатие пояса к стене повышает несущую способность простенков, что подтверждается экспериментальными исследованиями *С.М. Сафаргалиева* [94, рис. III.36], *С.В. Полякова*, *С.В. Кажаринова* [94, рис. III.37], *Ю.В. Измайлова* и *Р. Мели* [63, рис. III-23 и I-45] и др.

1.2.7. Тенденция дальнейшего развития АС поясов и других железобетонных конструкций зданий. Из анализа *А.С. Семченкова*, очевидно, что строящиеся многоэтажные монолитные здания, по сравнению со сборными, требуют значительно большего количества материалов (*бетона, стали*), времени на возведение и отделку. Большой расход стали в монолитных конструкциях объясняется: - большим их весом; - низкой прочностью арматуры; - отсутствием напрягаемой арматуры; - стыковкой арматуры внахлест с большим перепуском; - чрезмерной унификацией армирования; - низкой культурой проек-

тирования и строительства; - установкой лишней арматуры с целью перестраховки, из-за отсутствия профессионального уровня у рабочих. Затраты на монолитное строительство, в зимний период возрастают на 20-30% [107, с. 66-70].

По данным *А.И. Мордич* (БелНИИС), расход железобетона в современных сборно-монолитных каркасах зданий сокращается на 20-30%, по сравнению монолитным каркасом [87, с. 70]. В сборно-монолитном методе строительства, как отмечает *Е.В. Басин*, по опыту холдинга «Строймаш» (президент *С.Н. Кучихин*), себестоимость строительства снижается на 20-30% по сравнению с монолитным домостроением [82, с. 6].

Очевидно, что полный отказ от сборного железобетона является не оправданным. *В мировой практике сборный железобетон имеет свое развитие. В настоящее время требуется взвешенный подход к рациональному применению сборного и монолитного железобетона, используя преимущества одного и другого.* В последнее время, при строительстве многоэтажных зданий развиваются каркасные системы с сборно-монолитным каркасом. Каркасные, в отличие от панельных зданий позволяют легче изменять планировку в процессе их длительной эксплуатации.

Примеры разработанных каркасных систем:

- в 60-х годах в Москве связевой каркас КМС; - сейсмостойкий каркас «Сочи» со сборно-монолитными перекрытиями [107]; - в 60÷80-х годах - конструктивная система «КУБ» с безбалочными, безкапительными перекрытиями [89]; - в 1972 году - всесоюзная каркасная серия ИИС-04; - в 1986 году - система «РАДИУСС», безвыступающих сборно-монолитных ригелей и с выступающими ригелями из плоскости перекрытий, при повышенных нагрузках и для сейсмостойких зданий [87].

В последнее время, наряду с системой РАДИУСС, РАДИУСС НПУ и БРК НИИЖБ с натяжением канатов К-7 в построечных условиях, применяется Белорусская система Б1.020.1-7 (АРКОС) [61, 108], повторяющая систему «Сочи», а также впервые освоенный в Чебоксарах рамный сборно-монолитный французский каркас «Сарет», возводимый по технологии французской фирмы «САРЕТ ИНТЕРНАСЬОНАЛ» с напрягаемой сборно-монолитной сплошной плитой и *высоким сборно-монолитным ригелем (рис. 1.9)* [107].

При этом *следует отметить* справедливость стремления к «гибкой» планировке с обезригельными перекрытиями внутри зданий. Последние имеют ограничения по сейсмостойкости и, кроме того, в наружных капитальных стенах требуются перемычки над окнами, которые *целесообразно* объединять в единый поясной сейсмостойкий ригель.

Очевидно, что экономическая целесообразность, тенденция развития железобетона в пользу сборно-монолитных конструкций. В них используются преимущества, как сбор-

ного, так и монолитного железобетона. Однако *СбМт* конструкции имеют свои особенности связанные со сцеплением старого бетона сборных элементов с новым - монолитным бетоном. Соединение их с гладкими поверхностями приводит к расслоению по контактному шву. Стыковку изделий *СбМтК* целесообразно производить с помощью арматурных выпусков, шпоночных элементов и монолитного бетона [122], без закладных деталей, уменьшающих срок службы зданий.

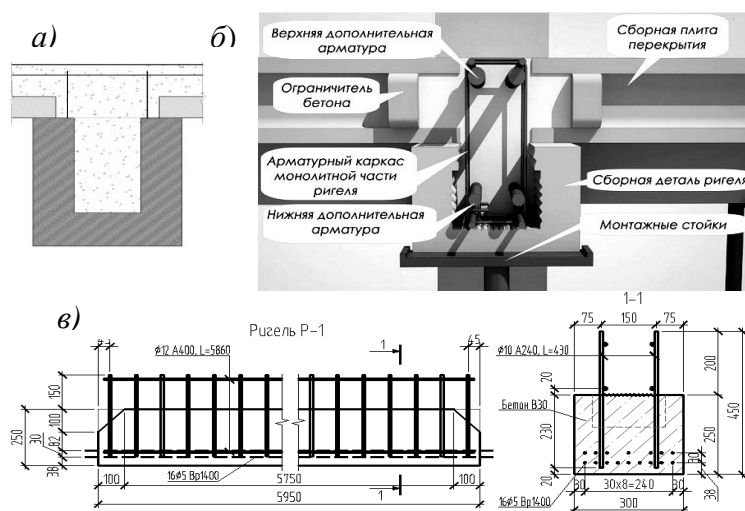


Рис. 1.9. *СбМт* ригель с сборно-монолитным перекрытием системы рамного Французского каркаса «Сарет» (а) [107, с. 69], *СбМт* каркасной домостроительной системы УДС, ООО «ВИКОН. ПРО» с сборным перекрытием (б) [104] и *СбМт* ригель ООО «ЦЕНТР МКС» для сборно-монолитного каркаса зданий (в) [83, с. 139], в пролетах без стен.

всей длине стен. При наличии вертикальных железобетонных усилений стен и проемов, пояса соединяются с ними [11, с. 21].

По СНиП монолитные и сборно-монолитные пояса выполняются высотой не менее 15-20 см (обвязка), в одноэтажных зданиях и 40 см с опорной площадкой для плит перекрытий, в многоэтажных [11, с. 21]. Ширина пояса равна толщине стен [11, с. 21; 45, 106]. При стенах толщиной более 35-40 см ширина пояса принимается не менее 35-40 см [45, 106]. При этом класс бетона принимается не менее С15 [11, с. 22; 45]. Поперечное армирование не менее d6A1, шагом 200 мм, а продольное, для несущих поясов - не менее d12, 14 и 16AIII при расчетной сейсмичности 6-7, 8 и 9 баллов, соответственно [11, с. 22].

По мнению автора, на приопорных участках поясов в стенах с проемами, где увеличена поперечная сила, шаг хомутов поперечного армирования следует принимать, анало-

Из выше приведенного очевидно, что наиболее перспективны антисейсмические пояса сборно-монолитной конструкции. Они соответствуют общей тенденции развития зданий, которая явно наметилась в пользу *СбМт* конструкций, сочетающих в себе преимущества как сборного, так и монолитного железобетона.

1.2.8. Общие нормативные требования к антисейсмическим поясам. Антисейсмические пояса выполняются в уровнях перекрытий и покрытия зданий. Они должны быть непрерывными по

гично рамных узлов, не реже чем 100 мм, а его диаметр и продольное армирование принимать по расчету.

В сборно-монолитных поясах, кроме того, площадь контакта монолитного бетона с кладкой стены должна составлять не менее 60% опорной площади, требующей действующими нормами Молдовы [11, с. 21] и Украины [45, с. 29].

1.2.9. Типы зданий с капитальными стенами, содержащими АС пояса. Стены с антисейсмическими поясами могут применяться полностью или частично в следующих типах зданий [11, 45, 103, 106, 113, 116, 117]:

- каменных зданий – обычно с неармированными стенами;
- армокаменных – все сопряжения капитальных стен, которых, выполняются с усилениями горизонтальными арматурными сетками;
- комплексной конструкции – усиления стен, которых, выполняются с монолитными железобетонными включениями, не образующими несущий каркас. При этом арматура вертикальных включений заводится в антисейсмические пояса. Проемы в стенах из мелкоштучной кладки и многорядных блоков, как правило, усиливаются по контуру монолитными ж. б. включениями;
- каркасно-каменных (*2-go tipa*) – вертикальные монолитные железобетонные включения выполняются в углах пересечения стен в виде колонн, замоноличенных после возведения стен каждого этажа, образуя вместе с поясными ригелями каркас, работающий совместно со стеновым заполнением;
- каркасных, содержащих часть стен, в которых не менее 65% вертикальных и горизонтальных нагрузок воспринимает каркас;
- **рамно-связевых** с диафрагмами жесткости.

К последним двум относятся, получившие развитие в последние годы, здания с сборно-монолитным каркасом с наружными каменными стенами и «гибкой» планировкой внутри, типа Французской системы «SARET» и др. [89, 104, 106, 107], что также приемлемо и для Молдовы.

В зданиях с каркасом, образующим рамы, пояса выполняют функцию ригелей.

1.2.10. Типы перекрытий, опираемые на АС пояса. Перекрытия могут быть балочными или опертыми по контуру: - монолитными [11, с. 24; 102]; - сборно-монолитными, в которых монолитный бетон уложен на сборные элементы, из крупнопанельных плит-скорлуп, или из мелкоштучных сборных балок и опираемых на них блоков заполнения [5, 6]; - сборными полнотелыми и пустотелыми [11, с. 24, 102]; - без балочными, в без ригельных каркасах с ригелями только по наружным стенам [118].

1.2.11. Типы стен с АС поясами. Антисейсмические пояса применяются во всех капитальных стенах (*толщиной не менее 19 см*) зданий [11, п. 5.2.2]. К ним относятся ненесущие и несущие стены, которые кроме собственного веса воспринимают нагрузку от опирающихся на них конструкций (*перекрытий, крыши, парапетов, карнизов*).

Стены могут быть выполнены в виде кладки из мелких природных и искусственных камней, крупных блоков многорядных и однорядных (*высотой на этаж*) или из железобетона.

1.2.12. Каменные материалы и растворы. В Молдове, для кладки несущих стен обычно применяют мелкие и крупные блоки из пильного известняка (марки $\geq M25$), крупные составные блоки из кирпича и камня правильной формы, кирпич красный и силикатный ($\geq M50$), полнотелые искусственные блоки легкобетонные и из отходов промышленности ($\geq M50 \div 75$) [11, п. 4.2.1]. Нормами также предусмотрены мелкие блоки из ячеистого бетона с плотностью 400-700 кгс/м³ [11, п. 4.2.11]. Марка и плотность каменного материала принимается по расчету, в зависимости от требуемой несущей способности и теплопроводности стен, в соответствии с действующими нормами [11, п. 4.2.11 и др.]. Для каменной кладки применяются растворы сложных составов с пластифицирующими добавками, марки не ниже M25 в летних условиях и M50 в зимних, при расчетной сейсмичности зданий равной или более 7 баллов [11, п. 4.3].

Искусственные блоки, кирпич с пустотами и керамические блоки допускается применять только в не несущей кладке [11, п. 4.2.1].

В отличие от норм Молдовы, Российские нормы допускают применение для кладки несущих стен пустотелый кирпич и керамические камни марки не ниже M100, при сейсмичности 7 баллов и M125 при - 8 и 9 баллов. При отсутствии железобетонных включений или обойм (рубашек) *пустотность изделий не должна превышать 25%*, при диаметре вертикальных цилиндрических пустот не более 20 мм, или ширине щелевых пустот не более 16 мм. Также *для несущих стен допускается применять сплошные и пустотелые блоки из легкого и ячеистого бетонов* классов по прочности на сжатие не ниже B3,5, марок по средней плотности не менее D600. Для самонесущих стен - классов по прочности на сжатие не ниже B2,5, марок по средней плотности не менее D500. Для перегородок и самонесущих стен допускается применение гипсовых пазогребневых плит, кирпича и керамических камней марки не ниже M75 без ограничения размеров и пустот. При этом штучная кладка стен должна выполняться на смешанных цементных растворах марки не ниже M25 в летних условиях и - M50 в зимних или на специальных клеях. Для кладки

стен из блоков следует применять раствор марки не ниже М50 или специальный клей [118, п. 6.14.4].

Так, очевидно назрела необходимость уточнить условия применения ячеистого бетона и пустотелых камней, кирпича в Молдове.

1.3. Анализ последствий воздействия землетрясений на здания, роль поясов и их напряженно-деформированное состояние.

1.3.1 Анализ последствий воздействия землетрясений на здания, роль поясов.

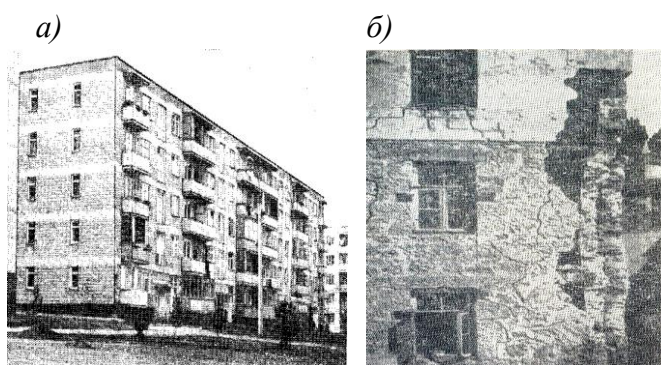


Рис. 1.10. Здание со стенами из крупных вибро-каменных блоков с АС поясами (а) в г. Кишиневе во время землетрясения 1977 г. [94, с. 208] и разрушение угла здания без поясов (б), во время землетрясения 1940 г. в Молдавии [62, с. 18].

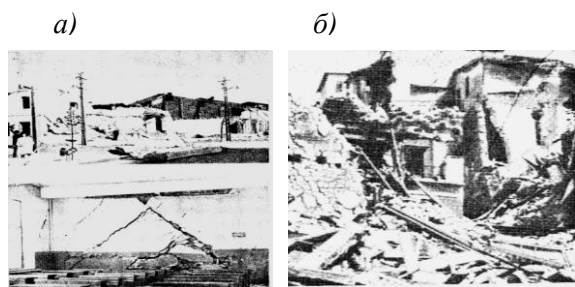


Рис. 1.11. Разрушения зданий с кирпичными стенами, без АС усиления, во время землетрясения в Румынии, в 1977 (а) и из неотесанного камня с деревянными перекрытиями (б), во время Фриульского землетрясения в Италии, в 1976 г. [94, с. 188 и 178].

Здания, усиленные ж.б. АС поясами, выполненные с учетом действующих норм, успешно выдерживают сейсмические нагрузки. Так, здания со стенами из крупных виброкаменных блоков с ж.б. АС поясами, объединяющими сборные элементы перекрытий, благоприятно перенесли Карпатское землетрясение 1977 г. ($I \approx 6,5$ баллов в Кишиневе, $I \approx 8,5$ в Бухаресте) [94] (рис. 1.10, а).

Здания без антисейсмических поясов и других АС мероприятий разрушаются. Так, во время землетрясения 1940 года в Румынии ($I=7$ баллов в Кишиневе, $I=8$ в Бухаресте, $I=9$ в эпицентре Вранча) [62], наиболее уязвимыми участками каменных зданий оказались сопряжения капитальных стен, особенно не усиленные антисейсмическими поясами. Разрушение углов зданий и отрыв стен часто являются началом их обрушения (рис. 1.10, б). Во время Карпатского землетрясения 1977 г., в Румынии много зданий с саманными, сырцовыми

и кирпичными стенами, без антисейсмических усиления и поясов разрушились полностью (рис. 1.11, а).

Во время Фриульского землетрясения, в 1976 г. в Италии ($M=6,5$), здания 1-го типа, из неотесанного камня *низкой прочности* с деревянными перекрытиями *без поясов полностью разрушились* (рис. 1.11, б). А здания 2-го типа с несущими стенами из кирпича высокой прочности (*с пустотностью до 40% и с перфорированной поверхностью*) имели меньше повреждений, чем здания 1-го типа, а *некоторые здания разрушились*. Кроме того, в каркасно-каменных зданиях со стеновым заполнением из кирпича (с пустотностью 40%) и с монолитным ж.б. каркасом *с гибкими ригелями, колонны испытывали более значительные изгибающие моменты*, чем в таких же зданиях *с жесткими ригелями* и получили некоторые повреждения [52, 94, 152].

Эффективная работа антисейсмических поясов зависит от многих факторов:

- **от прочности кладки стен.** К примеру, во время Карпатского землетрясения 1977г. в Румынии, «Заметно более высокой сейсмостойкостью обладали современные здания с несущими кирпичными стенами, имеющие антисейсмические *усиления в виде поясов*» [94, с. 187]. Однако, плохое сцепление в кладке, между кирпичами и раствором



Рис. 1.12. Повреждение стен с слабым сцеплением между кирпичем и раствором в здании с АС поясами, во время землетрясения в Румынии, в 1977 г. [94, с. 189].

привело к серьезным повреждениям одного из современных зданий в г. Крайова (рис. 1.12). Кладка без перевязки тычковыми камнями, даже при наличии антисейсмических железобетонных поясов не предохраняет ее от значительных поврежде-

ний, что было выявлено в сравнительно слабом Спитакском землетрясении 1967г. [130]. Тоже было выявлено в наружных стенах, выполненных из кладки с «притертым швом» в Молдавии во время Карпатского землетрясения 1940 года [62];

- **от прочности, жесткости диска перекрытий.** Описывая последствия Ашхабадского землетрясения в работе [91] *Н.О. Образымбетов* отмечает, что железобетонные сборные перекрытия с не замоноличенными плитами и балками, и смешанные перекрытия (монолитные железобетонные прогоны, сборные железобетонные и деревянные балки), при отсутствии надлежащего крепления, между ними подвергались катастрофическим разрушениям. И, наоборот, во время Ташкентского землетрясения *высокую монолитность и жесткость продемонстрировали сборные перекрытия с монолитными железобетонными вставками* между плитами [62, с. 23]. Очевидно, что чем больше жесткость дисков перекрытий и чем лучше их связь со стенами, тем лучше распределяются горизонтальные усилия между противоположными стенами;

- от жесткости несущих балок покрытия и взаимосвязи с ним. Вовремя Фриульского землетрясения 1976 г. вблизи Итальянского г. Трасагиса было завершено строительство одного из двух одинаковых двух пролетных зданий. Размеры зданий - 30x55,8 м с шагом колонн – 15 и 7 метров, и 15-ти метровыми *СбМт* балками в покрытии, содержащими сборную ж.б. балку с часто расположенными петлевыми выпусками и монолитный бетон между плитами покрытия. В недостроенном (втором) здании по сборным балкам не был уложен монолитный бетон между плитами покрытия. При обследовании первого здания с полным сечением балок повреждений не обнаружено. При обследовании второго с не полным сечением балок (*гибких*) обнаружены значительные повреждения [94, с. 174].

В итоге, ценными являются пояса, содержащие опорную часть под перекрытием, они работают как жесткие неразрезные ригели, воспринимают действующие на них силы (изгибающие и крутящие моменты, поперечные и продольные силы) и распределяют их между конструкциями здания. Обвязки, выполненные высотой только в пределах перекрытия, работают как не сейсмостойкие гибкие ригели;

- от конфигурации плана зданий, симметрии в расположении жесткостей и масс их конструкций, наличия стенового заполнения. Сейсмостойкость каменных зданий, прежде всего, зависит от архитектурно-планировочных решений. Выступы стен, не симметрия в плане, не совпадение центра масс и жесткостей приводят к кручению здания и даже к его разрушению. Отсутствие стенового заполнения на первом - «гибком» этаже, в зданиях с расположенными выше стенами, приводит к потере его устойчивости и обруше-



Рис. 1.13. Повреждения зданий во время Фриульского (Италия) землетрясения 1976 г: а – схема плана 8-ми этажного жилого здания и фото (большое смещение отсека А по отношению к В и повреждение колонн 1-го этажа); б - план 3-х этажного здания с «гибким» первым этажом и его фото [94, с. 180].

нию. Большие расстояния между стенами приводят к их повреждению (рис. 1.13, а, б);

- от совокупности всех антисейсмических мероприятий. Таким примером являются: «низкое сцепление кирпича и раствора, малая толщина стен зданий (часто 25 см), отсутствие антисейсмических поясов, при выполнении перекрытий деревянными, а также

плохая взаимосвязь стен и перекрытий» (рис. 1.14, а). Кроме того, сложная конфигурация плана зданий, отсутствие симметрии в расположении жесткостей и масс конструкций. Что привело к масштабным разрушениям в г. Александрия, в Румынии, при Карпатском землетрясении 1977 г., интенсивностью 7÷8 баллов по шкале MSK [94, с. 185].

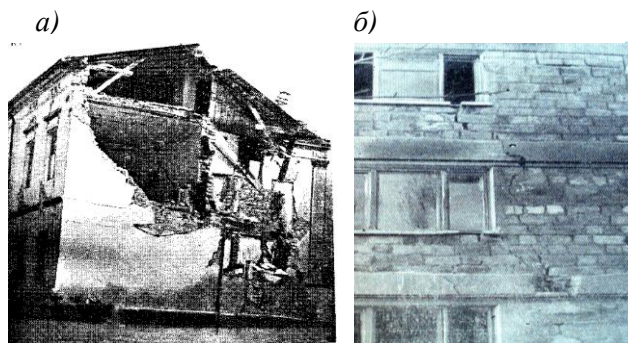


Рис. 1.14. Повреждение кирпичного здания без АС поясов, в Румынии (а), а также каменной кладки и поясов у оконных проемов и под окнами в г. Леово в Молдавии (б) при землетрясении 1977 г. [94, с. 189, 211].

Проблема зданий старой постройки. Из анализа последствий землетрясений в Мире выявлена общая проблема разрушения старой кладки стен, ослабленной предыдущими землетрясениями, что приводит к разрушениям при последующих толчках. Характерным примером является недавнее (15 августа 2018 г.) землетрясение в Италии, а также в Ираке, Иране и др. [30, 46, 58, 72, 88].

Эффективными мероприятиями по усилению кладки широких простенков является ее армирование горизонтальными сетками, ж.б. вставками, а узких – вертикальными, выполняемыми в процессе строительства [144]. В существующих зданиях применимо внешнее усиление кладки арматурными, синтетическими сетками, «обоями», композитами [162, 165]. Наиболее эффективно работает пригруженная кладка, а не пригруженная часто выпадает из стен [30, 88, 144].

1.3.2 Напряженно-деформированное состояние поясов в зданиях.

1.3.2.1. Общие сведения. Рассматриваемые антисейсмические пояса относятся к весьма ответственным несущим конструкциям зданий. Расположение поясов на стыке стен с перекрытиями определяет их двоякую функцию. С одной стороны, пояса работают совместно с плитами перекрытий, поэтажно объединяя их в единые жесткие диски. С другой, поэтажно объединяют простенки в стены, расположенные в одном ряду и разнонаправленные стены между собой, образуя их связь в углах зданий. В результате пояса способствуют обеспечению пространственной жесткости и устойчивости зданий. На пояса воздействует вертикальная нагрузка от перекрытий и вышележащих стен, горизонтальная и вертикальная от сейсмического воздействия, вызывая в них соответствующие усилия.

В целом, успешная работа поясов зависит от объемно-планировочного решения здания, его конструкции и основного, и особого сочетания нагрузок с сейсмическим воз-

действием, зависящего в свою очередь от сейсмичности района и микрорайона строительства со своими грунтовыми условиями.

1.3.2.2 Кратко о работе поясов в уровне дисков перекрытий. Горизонтальный отпор торцов плит перекрытий вызывает изгиб крайних поясов, в плоскости дисков перекрытий, при ветровом и сейсмическом воздействиях. Для исключения такого изгиба, из анализа последствий землетрясений, очевидно, что в швах между плитами перекрытий целесообразно выполнять монолитные железобетонные вставки – связевые балки, играющие роль затяжки между ближайшими ригелями. Для чего в низу продольных бортов плит перекрытий, *автором предлагается* выполнять выступы, исключающие опалубочные работы и поперечно направленные шпоночные углубления с петлевыми арматурными выпусками. Работа поясов в уровне перекрытий, аналогична работе ригелей, детально изложенной в описании каркаса зданий серии Б1.020.1-7 («АРКОС») с общими рекомендациями по расчету, выполненными под руководством *А.И. Мордич* [61].

1.3.2.3. Напряженно-деформированное состояние антисейсмических поясов в составе стен здания. Особое внимание вызывает работа поясов в плоскости стен, где они наиболее напряжены, испытывают вертикально и горизонтально направленные нагрузки. Работа поясов в плоскости стен, кроме выше указанного в общих данных, зависит от работы простенков, их размеров и пригруза. По данным *Ю.В. Измайлова* [63] и *С.В. Полякова* [94 с. 159] непригруженные простенки (*случай I*) разрушаются от вертикальных растягивающих усилий, вначале в горизонтальных швах, вверху простенка, затем по диагонали по не перевязанным швам до сжатой зоны внизу. А пригруженные (*случай II*) - вначале в горизонтальных швах, внизу простенка, затем по диагонали, пересекая весь образец по более прочной перевязанной кладке (*рис. 1.15, 1.18*).

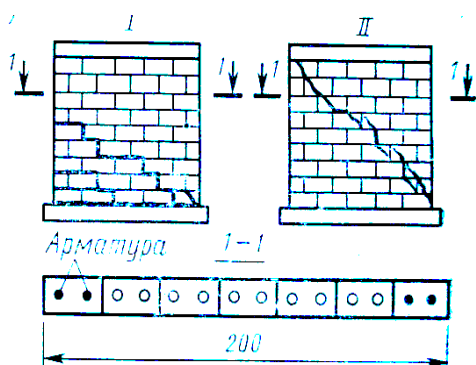


Рис. 1.15. Разрушения кирпичных простенков с слабым (случай I) и сильным (случай II) вертикальным армированием («пригрузом») в пустотах при испытаниях горизонтальной однократной и знакопеременной нагрузкой в опытах Р. Мели [94, с. 159].

В опорной части, от пояса на простенок передаются сила сжатия N , изгибающий момент M и поперечная сила Q (*рис. 1.16, а*). Эти силы вызывают нормальные напряжения σ и касательные τ , действующие по контактному шву между простенком и поясом, отмечают *Г.Г. Шорохов* (*рис. 1.16, а, б*) и *Ю.В. Измайлов* (*рис. 1.16, в*) и др. [62, с. 88;

131, с. 45]. Экспериментально-теоретические исследования Ю.В. Измайлова показывают, что повреждение кладки стеновой панели при перекосе (с горизонтальной и вертикальной нагрузкой) возможно в двух случаях [63]:

- **1-ый случай.** В результате совместного действия касательных (τ_{xy}) и нормальных (σ_y) напряжений, разрушение кладки происходит по неперевязанному сечению (по *растворным швам*), в результате преодоления её сопротивления срезу (R_{cp}), определяемому по формуле (1.6).

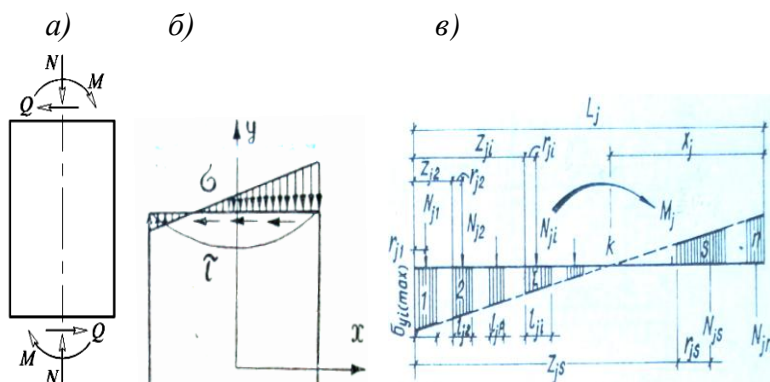


Рис. 1.16. Силы (а) и напряжения (б, в), действующие на пояс и его контакт с простенком, по данным Г.Г. Шорохова (а, б) и Ю.В. Измайлова (в) [131, с. 88, 92; 62, с. 45].

$$R_{cp} = \tau_{xy} - f(\sigma_y + \sigma_{yn}) + f\sigma_{y,k} = \tau_{xy} - f(\sigma_y + 0,7\sigma_{кл,max}) + fP_e / F_{кл}, \quad (1.6)$$

где $\sigma_{yn} = 0,7\sigma_{кл,max}$ – начальное сжимающее напряжение в кладке от усадки;

$\sigma_{кл,max}$ – максимальное напряжение в кладке от усадки (весьма умеренной), определяемое по формуле [63, ф. (IV-9)];

f – коэффициент трения (0,7 - для кладки из сплошных камней);

$\sigma_{y,k} = P_e / F_{кл}$ – условная интенсивность вертикальной равномерно распределённой нагрузки;

P_e – вертикальная нагрузка;

$F_{кл}$ – площадь горизонтального сечения кладки.

В этом, 1-ом случае, разрушение начинается с образования трещины в верхнем углу простенка, во втором ряду кладки, где сцепление более слабое, чем под ж. б. поясом (рис. 1.18). Оно более вероятно в наименее нагруженных верхних этажах здания;

- **2-ой случай.** В результате действия главных растягивающих напряжений ($\sigma_{zл}$) разрушение кладки происходит, преимущественно по неперевязанному сечению, в результате преодоления сопротивления сцепления ($R_{сц}$) равному сопротивлению камня кладки срезу ($R_{сц} = R_{cp}$) [63, с. 177]. При этом появляются первые трещины в горизонтальных швах кладки, в нижнем углу простенка, диагонально противоположном первому случаю. Оно более вероятно в наиболее нагруженных нижних этажах здания. При действии на панель

горизонтальной и вертикальной нагрузки, главные растягивающие напряжения в кладке с учетом ее начального напряженного состояния определяются по формуле:

$$\sigma_{2l} = \sigma = \sqrt{\left(\frac{\sum \sigma_{xi} - \sum \sigma_{yi}}{2}\right)^2 + \sum \tau_{xyi}^2} - \frac{\sum \sigma_{xi} - \sum \sigma_{yi}}{2}, \quad (1.7)$$

где $\sum \sigma_{xi}$, $\sum \sigma_{yi}$, $\sum \tau_{xyi}$ - суммарные напряжения в i -той точке заполнения кладки от всех воздействующих на нее факторов [63, с. 177].

В итоге, каждому из двух случаев разрушения кладки при перекосе панели соответствует своя зона наиболее вероятного появления первой трещины. Обе эти зоны соединены сжатой диагональю панели (рис. 1.17). Характер образования первых трещин проис-

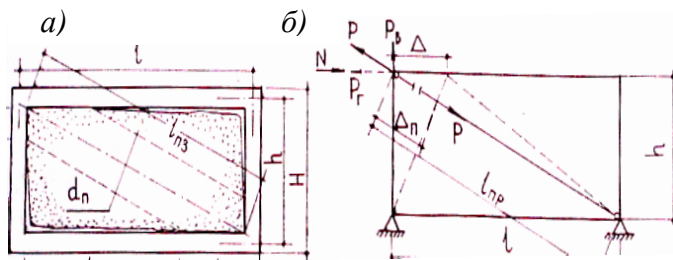


Рис. 1.17. Случай нарушения монолитности кладки при перекосе панели (а) и ее расчетная схема (б), при появлении контурных трещин [63, с. 201].

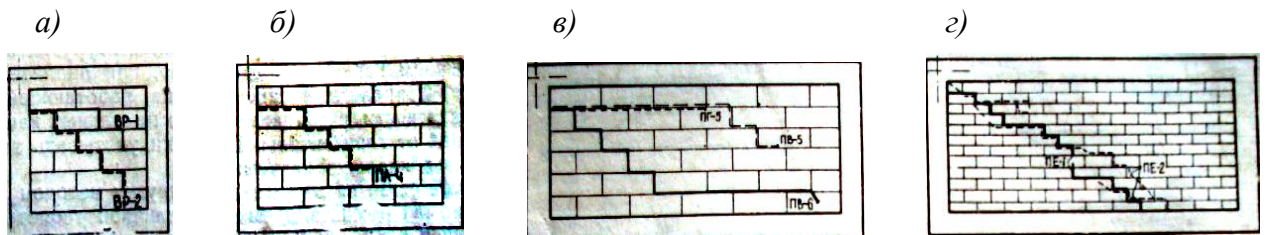


Рис. 1.18. Образование первых трещин в кладке начинается от верхней грани, в менее нагруженных верхних этажах и нижней грани в нижних, более нагруженных этажах и происходит по диагонали панелей, не зависит от длины (l), высоты (h) рядов и их соотношения β : - а) $\beta=1$; - б) $\beta=1,58$; - в), - г) $\beta=2,15$ [63, с. 175].

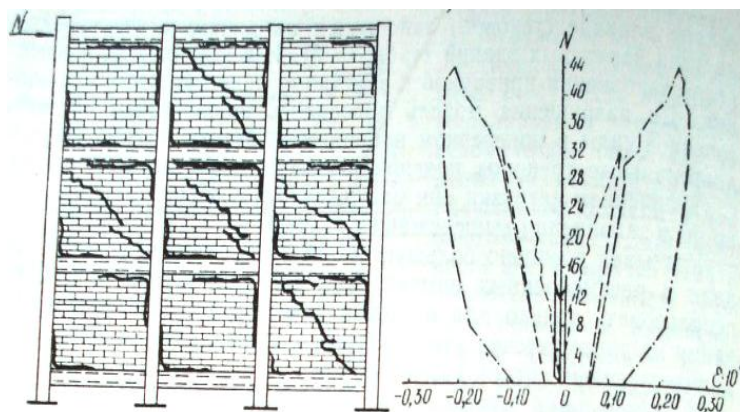


Рис. 1.19. Характер разрушения стены и график относительных деформаций диагоналей центральной панели в опытах С.В. Полякова и В.Л. Мусиенко [63, с. 18; 95]

ходит, в основном по диагонали панелей, не зависит от высоты рядов кладки простенков и соотношения их габаритных размеров β , что свойственно не только широким простенкам, но и узким, обладающим иными свойствами (рис. 1.18) [63, с. 178].

Причиной относительно большей повреждаемости стен на верхних этажах является меньшая вертикальная нагрузка, по сравнению нижними (рис. 1.20) [63, с. 222÷230].

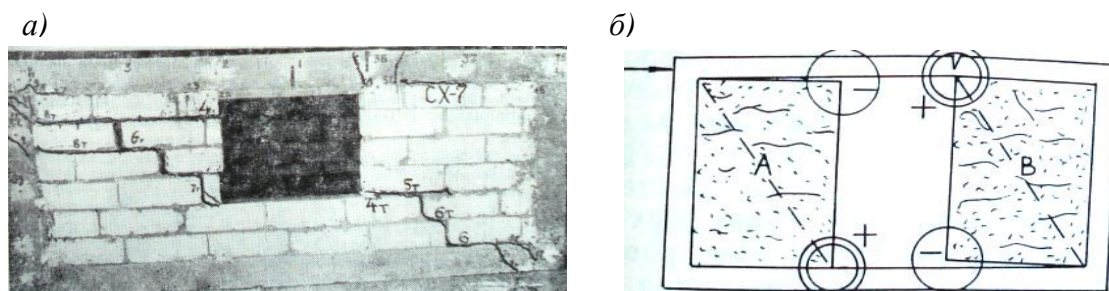


Рис. 1.20. Панель с проемом после испытаний на перекоп, в опытах Ю.В. Измайлова (а) и схема разрушения, незагруженного этажами, верхнего пояса (б) [63, с. 223, 227].

Автор предлагает выполнять на верхних этажах вертикальное арматурное или железобетонное усиление стен, заанкеренное в нижних и верхних поясах верхнего этажа.

Расчетные предпосылки железобетонного усиления кладки с поясами. При подборе сечения железобетонных поясов, также как и обрамления нельзя исключить появление и развитие контурных трещин в панелях, сопровождающихся перераспределением усилий в их элементах (рис. 1.17÷1.19). Чем длиннее контурные трещины в панелях, тем выше напряжения в раскосах-заполнениях и, следовательно, в поясах или обрамлении, и тем выше опасность разрушения кладки или поясов. При высокой прочности и монолитности кладки более вероятно разрушение поясов и обрамления (рис. 1.20 а).

Из анализа последствий землетрясений и экспериментально-теоретических исследований С.В. Полякова, Г.Г. Шорохова и др. [94, с. 211; 131, с. 17] (рис. 1.14 б, 1.21 б), выявлено, что подоконные части, также, как и простенки, испытывают перекоп с диагональным трещинообразованием. А в случае вертикальной разрезки с образованием шва у подоконной части, последняя работает как «следящая» нагрузка, приложенная к поясам над

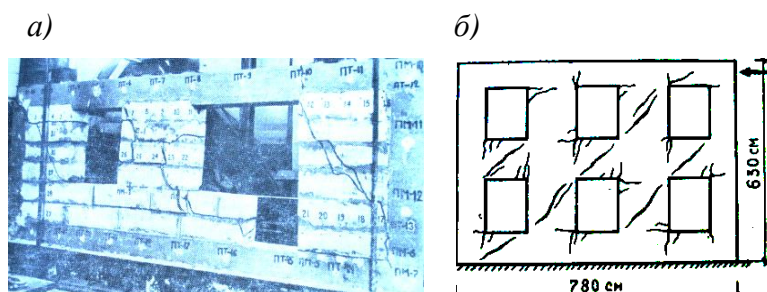


Рис. 1.21. Панель с проемом после испытаний на перекоп (а) и схема разрушения стены с проемами (б) с образованием трещин в подоконной части [63, с. 235; 131, с. 17].

проёмами (рис. 1.22 а, б). Кроме того, выявлены повреждения антисейсмических поясов и их стыков, а также каменной кладки простенков вблизи оконных проемов (рис. 1.14 б, 1.21 а). *По мнению автора*, целесообразно стыковку поясов выполнять не у граней проемов, и без того напряженных над сжатыми диагоналями, а ближе к середине простенков.

В стенах с широкими простенками пояса работают как континуально-опертые балки и армируются конструктивно (*по норме*), они наиболее прижаты на нижних этажах, испытывают максимальные нагрузки над проемами и рассчитываются как перемычки [11, с. 22; 85, с. 27].

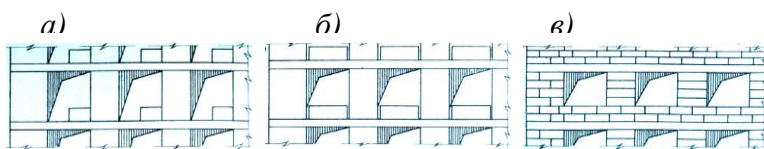


Рис. 1.22. Схема работы простенков отдельно от подоконных частей (а, б) и совместно (в) [62, с. 52].

Стены с узкими простенками. По определению Ю.В. Измайлова «к узким относятся простенки, срез которых по горизонтальному

сечению при работе на перекос не возможен даже при нулевой прочности сцепления кладки». Что подтверждено испытаниями на перекос простенков с различными геометрическими характеристиками β [63, с. 249]. Установлено, что при $\beta < 1$ разрушение кладки от среза по горизонтальному сечению не происходит. При этом, для узких простенков - $\beta = l/h \leq 1,5f$, при коэффициенте трения кладки $f = 0,7$, $\beta = 1,05$ [62, с. 19; 63, с. 118]. Нормами – NCM F. 03.02.2005 установлена эта характеристика в виде $\lambda_p = l_p/h_p < 1$ [11, с. 51].

Особенности работы стен с узкими простенками и поясами, подробно описаны Ю.В. Измайловым. «Повреждения узких простенков более многообразны, нежели широких» [62, с. 20]. Чаще всего они проявляются в виде горизонтальных трещин, иногда трудно различимых, проходящих в уровнях верха и низа простенка, то есть в его опорных сечениях. При низкой прочности кладки эти трещины могут сопровождаться **смятием углов простенка**. В узких простенках, помимо горизонтальных трещин, могут возникать и диагональные трещины. Такая «классическая» картина разрушения характерна для простенков нижних этажей здания. В одной и той же стене узкие простенки верхних этажей здания получают менее очевидные повреждения, чем широкие. В ряде случаев узкие простенки ведут себя более удовлетворительно, чем широкие. Иногда **тяжелые повреждения узких простенков способствуют обрушению стен здания.**

Автор предлагает учитывать возможность **обрушения** наиболее слабого узкого простенка в стенах нижнего этажа, путем исключения его из работы, при расчетах поясов зданий на предельную нагрузку, не допуская прогрессирующего обрушения стен.

Узкие простенки, при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил в их плоскости, работают в разных стадиях (рис. 1.23): - стадия 0 – при воздействии

только вертикальной нагрузки, в опорных сечениях простенка возникают нормальные (σ_y), равномерно распределенные напряжения, если пренебречь изгибом поясов, ригелей;

- стадия I – горизонтальная нагрузка вызывает перекося простенка и поворот в плоскости стены. В результате нормальные (σ_y) и касательные (τ) напряжения в опорных сечениях концентрируются у углов простенка, соединенных сжатой диагональю;

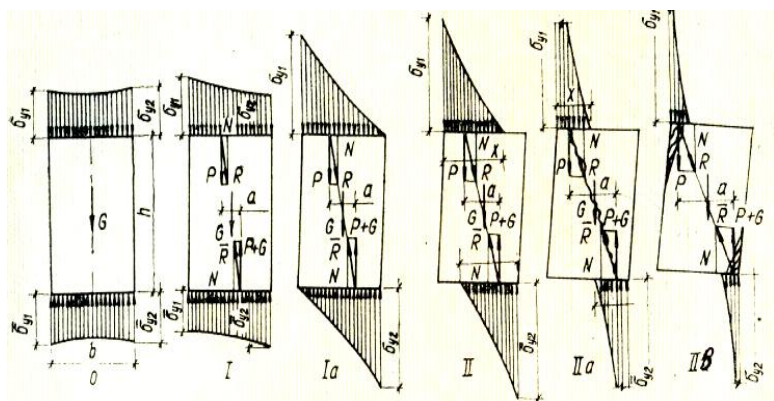


Рис. 1.23. Стадии работы (НДС) узкого простенка, при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил в его плоскости [62, с. 20].

- стадия Ia – увеличение горизонтальной нагрузки приводит к появлению растягивающих нормальных напряжений у углов простенка, соединенных растянутой диагональю;

эти растягивающими напряжениями сопротивления швов растяжению (R_{rw}), в опорных сечениях приводит к возникновению горизонтальных трещин в них, у углов простенка, соединенных растянутой диагональю;

- стадия II – преодоление, этими растягивающими напряжениями сопротивления швов растяжению (R_{rw}), в опорных сечениях приводит к возникновению горизонтальных трещин в них, у углов простенка, соединенных растянутой диагональю;

- стадия IIa – эти горизонтальные трещины, зародившиеся у углов простенка, соединенных растянутой диагональю, по мере роста горизонтальной нагрузки, распространяются к зеркально противоположным углам простенка, соединенным сжатой диагональю;

- стадия IIб – чем больше относительное смещение смежных перекрытий, тем значительнее раскрытие этих трещин и концентрация напряжений у их вершин;

- в дальнейшем наступает разрушение - чем ниже прочность кладки (R) и выше нормальные напряжения (σ_y) в ней, вызванные вертикальной нагрузкой, тем вероятнее разрушение простенка по сжатой диагонали.

При землетрясении, лучше всего себя ведут стены, у которых простенки имеют приблизительно одинаковую ширину и постоянный шаг.

В составе стены здания, при особом сочетании нагрузок, **узкие простенки, в своей плоскости, испытывают перекося с поворотом** вокруг сжатой диагонали. Из плоскости они изгибаются, что учитывается в расчетах. Узкие простенки ведут себя аналогично крупным стеновым блокам высотой H (см. [59]).

Антисейсмические пояса при работе в плоскости стены, при сейсмическом воздействии наиболее напряжены, работают как неразрезные балки, воспринимают пролетные и

опорные изгибающие моменты, и перерезывающие силы (рис. 1.24). Такая расчетная схема, предложенная Ю.В. Измайловым, полностью соответствует физической модели расчета с простенками, не соединенными с подоконной частью стен (см. [12, с. 60; 62, с. 46; 85, с. 29]). Однако подоконная часть каменных стен как одно целое работает на перекокс совместно с простенками и передаёт нагрузку на перемычную часть поясов, увеличивая их расчетный пролет. Не учет подоконной части кладки, особенно не армированной, вызывает недоучёт усилий в поясах над проёмами, что нельзя игнорировать в экстремальной ситуации.

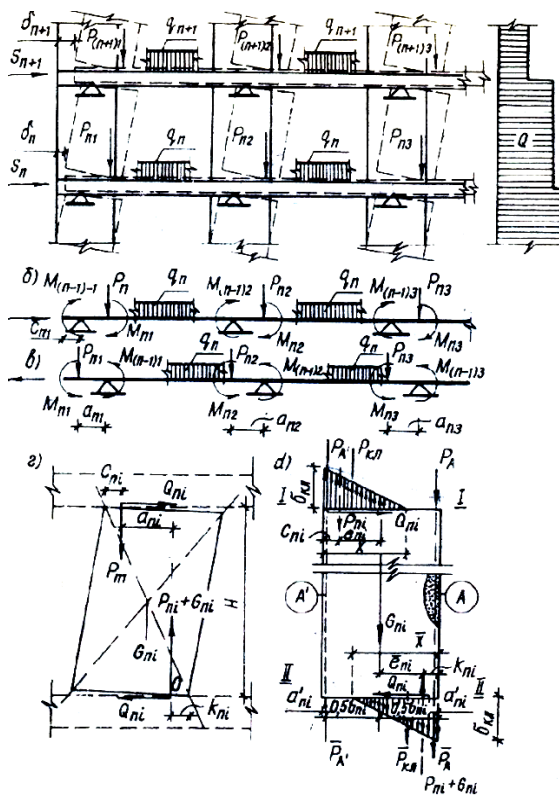


Рис. 1.24. Расчетная схема анти-сейсмических поясов Ю.В. Измайлова при перекоксе простенков [12, с. 60; 62, с. 46; 85, с. 29].

Основными внешними воздействиями, способными привести к исчерпанию несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций, в I-м предельном состоянии являются изгибающие моменты и поперечные силы, отмечает Я.Г. Сунгатуллин [124]. Для расчета прочности СбМт конструкций по нормальным и наклонным сечениям может использоваться расчетный аппарат, для расчета традиционных железобетонных конструк-

1.4. Прочность, деформации и трещиностойкость сборно-монолитных конструкций

1.4.1. Особенности работы сборно-монолитных конструкций. Изучением работы СбМтК занимались многие ученые. Среди них известные основоположники, разработчики пособия по проектированию СбМтК [122, с. 2]: А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, А.Е. Кузьмичев, А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, А.В. Харченко, В.Ф. Усманов, Я.Г. Сунгатуллин, В.П. Полищук и другие.

А.Е. Кузьмичев, во главе с соавторами, на основе проведенных экспериментов [69, 73÷79] выявил, что расчет СбМт конструкций, также, как и обычных железобетонных, как по прочно-

ций, условно однородного сечения с присущими им допущениями. *Исключением является лишь контакт сборного и монолитного бетонов, который, в зависимости от его конструкции и некоторых других факторов, может допускать значительные неупругие деформации сдвига. Однако в изгибаемых элементах такие сдвиги происходят лишь в зонах действия максимальных поперечных сил, что не оказывает существенного влияния на напряженно-деформированное состояние нормального сечения СбМт конструкций.*

Если для традиционных железобетонных конструкций исчерпание несущей способности наступает по нормальному и наклонному сечениям, то для СбМт конструкций характерным является разрушение по 3-ей схеме – по контактному шву. В конечном итоге совместность работы сборных и монолитных бетонов полным сечением зависит от всех этих трех факторов - стадий НДС.

1.4.2. Напряженно-деформированное состояние контакта в сборно-монолитных балках. Как известно [93], при изгибе балки от внешней нагрузки возникают нормальные напряжения σ (рис. 1.25 а). Во время изгиба отдельные слои балки, подобно пластинам

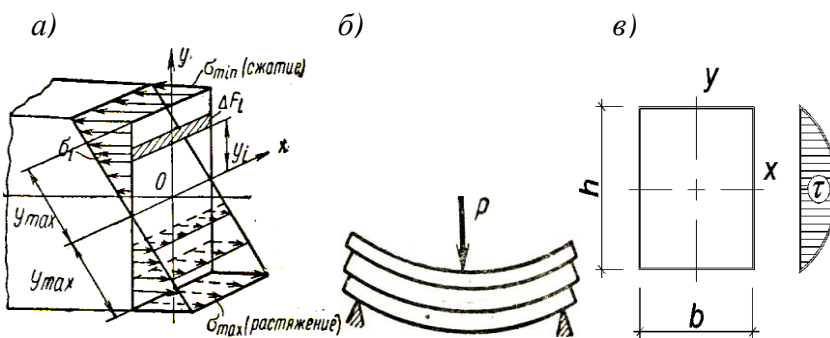


Рис. 1.25. Схемы при изгибе балки: а) - нормальных напряжений (σ) [93, с. 169]; б) – возникновения касательных напряжений (τ) [93, с. 133]; в) – эпюра напряжений τ в сплошном сечении [рис. автора].

пытаются сдвинуться друг относительно друга (рис. 1.25 б), но так как они жестко соединены между собой, то сдвиг не происходит, зато возникают касательные напряжения, препятствующие этому сдвигу (рис. 1.25 в). Из опытов известно, что касательные

напряжения в поперечном сечении распределены не равномерно по его высоте. Для сплошного сечения Д.И. Журавский вывел формулу для упругой стадии

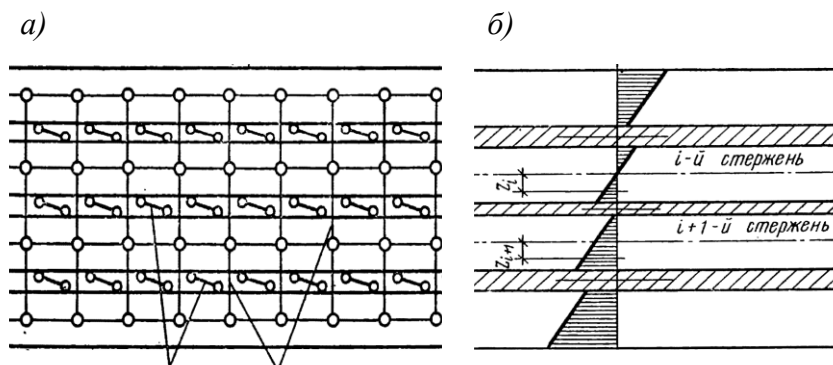
$$\tau = QS_x / I_x b, \quad (1.8)$$

где Q – поперечная сила в сечении балки; S_x – статический момент отсеченной части поперечного сечения относительно нейтральной оси; I_x - момент инерции всего поперечного сечения относительно нейтральной оси; b – ширина рассматриваемого сечения.

Определение касательных напряжений по теории Журавского учитывает, приемлемую для упругой стадии, абсолютную жесткость сдвиговых связей между сдвигающимися частями сечения. В сборно-монолитных конструкциях связи по контактному швам не обладают абсолютной жесткостью, как показывают опыты [124], в них очень рано обнару-

живаются не только упругие, но и остаточные деформации сдвига. Учет деформаций сдвига осуществляется при использовании теории составных стержней *А.Р. Ржаницина*. По его определению, часто не удается жестко соединить составляющие стержни, тогда необходимо учитывать влияние податливости соединений стержней. Такую группу стержней нельзя сводить к монолитному стержню, а следует рассматривать как особого рода систему, называемую **составным стержнем** (рис. 1.26 а) [101].

В швах составного стержня возникают связи двух видов: - связи сдвига, воспринимающие сдвигающие усилия и поперечные связи, препятствующие отрыву или прижатию стержней друг к другу. Конструктивно эти два вида связей могут совмещаться



Связи сдвига Поперечные связи

Рис. 1.26. Расчетная схема составного стержня со связями в швах (а) и эпюра σ продольных напряжений в нем (б) [101, с. 151 и 156].

в одних и тех же элементах (к примеру - в растворных швах или контактирующих монолитных бетонах со сборными элементами). Усилия в поперечных связях являются уравновешенными и ничего не добавляют к общему изгибающему моменту составного стержня.

Эпюра продольных напряжений в составном стержне получается ступенчатой, но с одинаковым наклоном к вертикали во всех стержнях (рис. 1.26 б) [101]. При встречной передаче продольной силы с одного стержня на другой (рис. 1.28, а), при помощи связей сдвига возникают сдвигающие напряжения τ с эпюрой в виде гиперболического косинуса (рис. 1.27 б).

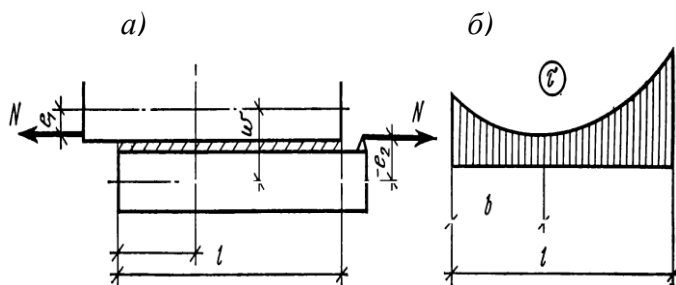


Рис. 1.27. Силы между стержнями (а) и эпюра сдвигающих напряжений (б) [101, с. 160].

соида (рис. 1.27 б).

Теория составных стержней и упругости могут быть использованы для качественной и количественной оценки НДС контакта *СбМт* конструкций только в упругой и начальной упруго-пластичной стадии.

В результате экспериментально-теоретических исследований *Сунгатуллин* [124] выявил, что самые опасные сдвиговые участки контакта длиной $l_{сд}$ ограни-

чиваются опорными наклонными трещинами самого опасного направления. Это состояние балки не соответствует предпосылкам, принятым в методе *Журавского* и теории составных стержней *Ржаницина*. *Сунгатуллин* определил, что средние значения касательного напряжения ($\tau_{cp}=Q/A_b$), при действии поперечной силы (Q), на площади поперечного сечения (A_b), изменяются с изменением положения контакта по высоте сечения балки. По теории предельного равновесия он установил, что сдвигающие напряжения (τ_1) в *СбМт* конструкциях достигают максимальных значений (τ_{max}) по высоте сечения на уровне центра тяжести растянутой арматуры. А по формуле *Журавского* (τ_2) и теории составных стержней *Ржаницина* (τ_3), для упругой стадии работы балки, максимальные сдвигающие напряжения достигают максимальных значений (τ_{max}) на уровне центра тяжести сечения (рис. 1.28).

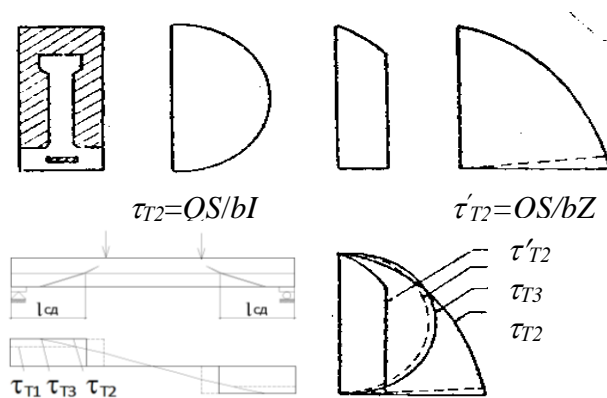


Рис. 1.28. Схема распределения касательных напряжений в *СбМт* балке, по длине и высоте сечения: τ_{T2} , τ'_{T2} - по формулам *Журавского*, полученным для стадии I и II НДС; τ_{T1} - по формулам *Сунгатуллина*, полученным по теории предельного равновесия сил для стадии III; τ_{T3} - по формулам *Ржаницина*, на основе теории составных стержней для стадии I [124, с. 27].

Метод *Сунгатуллина* приемлем для разрезных и неразрезных балок (рис. 1.29). Он установил, что длины сдвиговых участков контакта l_{cd} в неразрезных балках ограничиваются опорными наклонными трещинами в тех местах, в которых момент от внешних сил превышает или равен моменту трещинообразования $M_{тр}$ [124].

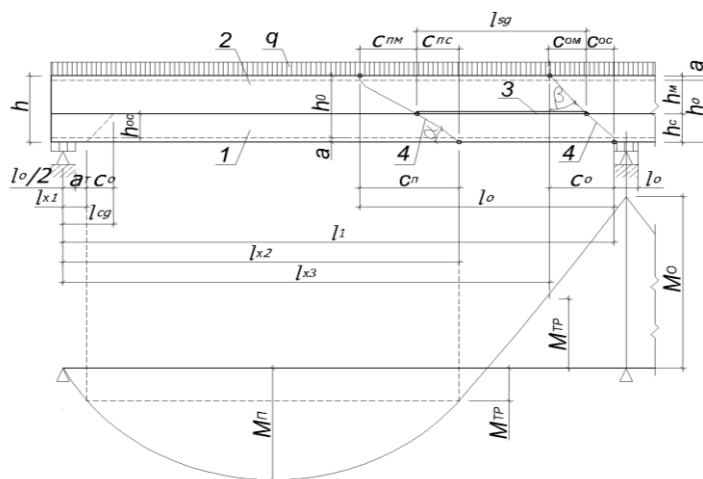


Рис. 1.29. Схема *Я.Г. Сунгатуллина* для определения расчетной длины контактного шва в поясе у промежуточной опоры: 1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – контактный шов в зоне расслоения, длиной l_{sq} , ограниченной наклонными трещинами, в момент их образования, при внешнем моменте $M \geq M_{тр}$; 4 – наклонное сечение. [124, с. 34, чертил автор].

Метод *Сунгатуллина* нашел отражение в пособии по проектированию железобетонных сборно-монолитных конструкций [122]. *Сунгатуллин* рассмотрел поликомпонентный контакт *СБМт* конструкций, так как в сопротивлении сдвигу могут участвовать одновременно несколько компонентов в различных сочетаниях, среди которых: сила сцепления старого и нового бетонов, сила трения между ними, поперечные арматурные стержни, шпонки консольные и сквозные (бетонные, железобетонные, преднапряженные). Возникла задача определения общего (усредненного) коэффициента сдвиговых связей, для конкретных конструкций контактов. Для решения этой задачи было принято, что главным допущением является *критерий предельного состояния контакта при сдвиге* – преодоление сил сцепления разновозрастных бетонов или сопротивление бетона срезу при наличии поперечных шпонок. *Сунгатуллин* предложил, нижеприведенные формулы для определения сдвигающих усилий (T), приходящихся на погонную единицу длины балки, воспринимающих связями: - арматурными (T_a); - сцепления и зацепления контактирующих бетонов шва (T_{u}), а также усилия воспринимаемого швом за счет трения (T_{mp}), определяемого по закону Кулона. Это связано с тем, что опорные реакции изгибаемых конструкций вызывают трение в плоскости сдвига, происходящего на приопорных участках (l_{cd}).

Усилие, воспринимаемое арматурными связями

$$T_a = \tau_a A_s n / s \sin \alpha, \quad (1.9)$$

где τ_a – напряжения сдвига в арматурном стержне к моменту нарушения сцепления сборного элемента с монолитным бетоном; A_s – поперечное сечение одного стержня поперечной арматуры; n – число срезов поперечных стержней в одном поперечном сечении балки; s – шаг поперечных стержней; α – угол наклона стержня поперечной арматуры к продольной оси балки.

Усилие сцепления и зацепления контактирующих бетонов шва (T_u) включает сдвигающие усилия, воспринимаемые бетонными (T_{sh}) и железобетонными (T_{ssh}) шпонками, расположенными под углом α к плоскости сдвига.

$$T_{sh} = R_{sh, bt} A_{sh} / s_{sh} \sin \alpha, \quad (1.10)$$

где $R_{sh, bt}$ – сопротивление бетона срезу; A_{sh} – площадь среза шпонки; s_{sh} – шаг шпонок.

$$T_{ssh} = T_{sh} + T_a. \quad (1.11)$$

Откуда полное усилие сцепления и зацепления контактирующих бетонов шва

$$T_u = T_{sh} + T_{ssh} \quad (1.12)$$

Усилие, воспринимаемое за счет трения

$$T_{mp} = f_{mp} P_y / l_{cd}, \quad (1.13)$$

где f_{mp} – коэффициент трения бетона о бетон; P_y – усилие нормальное к плоскости сдвига.

Откуда, суммарное сдвигающее усилие, приходящееся на погонную единицу контактного шва

$$\Sigma T = T_a + T_u + T_{mp} = T_a + T_{sh} + T_{ssh} + T_{mp} \quad (1.14)$$

Коэффициент жесткости связей сдвига в *СбМт* изгибаемых конструкциях (аналогично для составных стержней)

$$\omega = \Sigma T / \delta_c, \quad (1.15)$$

где δ_c – деформации взаимного сдвига смежных волокон шва, см.

1.4.3. Обеспечение прочности контактного шва в сборно-монолитных конструкциях. Из многочисленных исследований выявлено, что основной проблемой в работе *СбМт* конструкций является обеспечение прочной связи по шву сопряжения сборных и монолитных элементов и полной совместности их работы до разрушения. *И.С. Горностаев, А.Б. Гольшев, В.П. Полищук, Ю.А. Колпаков, А.Е. Кузьмичев, А.Д. Либерман, А.А. Оатула, А.А. Цейтлина, А.Ф. Кутовой, Б.А. Пушкарёв, П.А. Кореньков, Г.А. Смоляго* ... подтвердили возможность обеспечения совместной работы разновозрастных бетонов *СбМт* конструкций [36÷39, 74, 111]. Прочность связи по шву сопряжения бетонов достигается различными методами.

Клеевое соединение бетонов. Ещё в 1936 году *А.А. Гвоздев, А.П. Васильев, С.А. Дмитриев* [34] предложили модель для изучения сцепления нового бетона со старым. Они изучали прочность склеенного бетона на сжатие, растяжение, сдвиг при применении эпоксидных и акриловых клеев. А современные Украинские учёные Полтавского института: *О.О. Довженко, В.В. Погребний, Т.Ю. Качан, А.Р. Скубицкий* [47, 156] в 2010 - 2011 годах подтвердили целесообразность применения клея для соединения элементов железобетонных *СбМт* конструкций. Они, на примере образцов Гвоздева и Мерша, экспериментально установили, что при применении современного клея УП-5-207М (ТУ6-05-242-221-83), прочность соединения шва, расположенного на линии действия внешней нагрузки, превышает прочность монолитной конструкции и достигает 22 МПа.

Факторы, определяющие прочность сцепления и жесткость стыка бетонов. *Ю.К. Люненко*, при изучении совместной работы ограждающего и несущего слоев в стенах *СбМт* зданий [84], на основании математического (многофакторного регрессивного) анализа результатов исследования двухслойных конструкций из сборного (легкого) и монолитного (тяжелого) бетонов выявил, что основными факторами, влияющими на сцепление слоев, являются: - тип контактного шва и подвижность бетонной смеси сборного элемента; - марка и подвижность бетонной смеси монолитного бетона. При определенных сочетаниях указанных факторов была получена прочность сцепления стыка близкая к мо-

нолитному бетону. Это подтверждено соотношением прочности сцепления стыка при сдвиге (R_{cd}) к прочности сборного бетона на сжатие равного $R_{сж}=0,28$, которое соответствует данным, полученным для монолитных стыков по формуле Мерша и результатам, приведенным в руководстве Европейского Комитета по бетону. При этом *наиболее значимым фактором, влияющим на прочность сцепления (R_{cd}) и жесткость стыка (K_{cd}) при сдвиге, оказался тип контактной поверхности*. Также было выявлено, что кроме основных факторов, значимыми оказались двойные и тройные факторы взаимодействия.

Механическая связь бетонов. В соответствии с пособием к СНиП 2.03.01-84 [122], связь монолитного бетона с бетоном сборных элементов рекомендуется осуществлять с помощью арматуры, выпускаемой из сборных элементов, путем устройства бетонных шпонок или шероховатой поверхности, продольных выступов, или с помощью других надежных, проверенных способов. При этом **плоский гладкий, а также не армированный плоский контакт, при действии многократно повторяющейся (сейсмической) нагрузки, применять не допускается**. В особых случаях необходимо выполнять перфорацию поверхности – впадины и выступы высотой не менее 10 мм, а также ребра, увеличивающие площадь контактного шва. При этом под гладкой поверхностью подразумевается поверхность с отпечатком деревянной опалубки или заглаженная вручную по свежему бетону. Под шероховатой - поверхность, имеющая искусственные или естественные выступы (или впадины) высотой до 10 мм. Выступы (или впадины) высотой 10 мм и более рассматривают как шпонки. Сопротивление сдвигу за счет сцепления и механического зацепления бетонов контактного шва, полученного как отпечаток металлической опалубки, не учитывается [122].

Дополнительные меры. Кроме всего, положительную роль играет противоусадочное армирование монолитного бетона, в зоне контактных поверхностей и микроволокнистое армирование - фибробетон, расширяющий бетон и д.р. композитные бетоны, повышающие пластичность и трещиностойкость [99].

1.4.4. Методы расчета сборно-монолитных железобетонных конструкций по прочности, деформациям и трещиностойкости с учетом последовательности приложения нагрузок. При расчете *СбМт* конструкции по прочности сначала проверяется сборный элемент на нагрузки, действующие в процессе ее возведения, затем рассчитывается *СбМтК* на суммарные усилия от всех нагрузок не зависимо от того, что часть нагрузок первоначально действовала только на сборный элемент [74, 122].

При этом очевидно, что когда сборный элемент расположен в растянутой зоне, то к моменту исчерпания несущей способности в сечениях с трещинами происходит полное

перераспределение усилий между растянутой арматурой и бетоном сжатой зоны. Однако это не очевидно, когда сборный элемент расположен также в сжатой зоне или по всей высоте сечения *СбМтК* и, особенно, когда он ещё до омоноличивания нагружен. Для этих случаев *А.Е. Кузьмичёв* и его соавторы *Б.П. Ковтунов*, *С.М. Питулько*, *М.К. Нуртаев*,

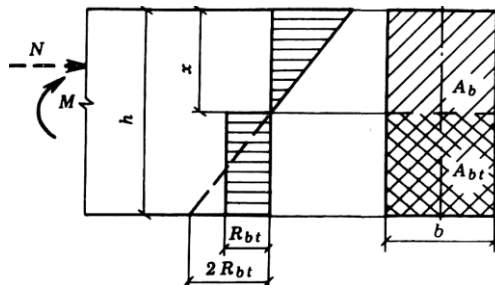


Рис. 1.30. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого бетонного элемента, рассчитываемого по прочности с учётом сопротивления бетона растянутой зоны [112, с. 29].

Р.О. Магамедов проводили специальные исследования *СбМт* конструкций [69, 73÷79, 90].

А.Е. Кузьмичёв [74] установил, что в эксплуатационной стадии работы *СбМтК* необходимо учитывать, что к сборным элементам, до омоноличивания приложены силы обжатия N_0 и момент M_1 от нагрузок, действующих в процессе возведения конструкции.

При расчете по образованию трещин обычных бетонных и преднапряжённых железобетонных конструкций по *СНиП* пользуются предельным состоянием с эпюрой нормальных напряжений в бе-

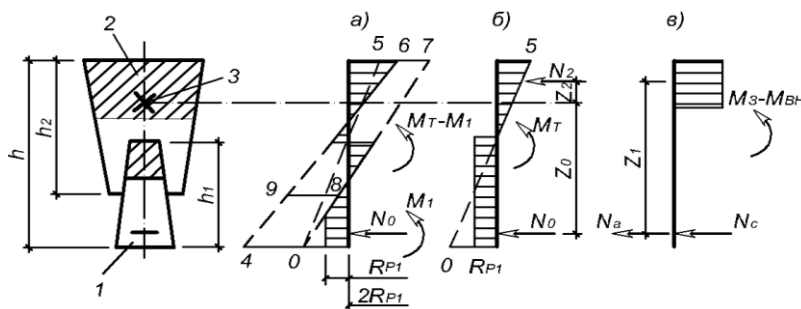


Рис. 1.31. Схема усилий и эпюры напряжений в процессе преобразований (случай 1): *а* – в предельном состоянии *СбМт* конструкции; *б* – преобразованная для определения момента образования трещин M_T ; *в* – тоже к схеме усилий, принятой в *СНиП*; *1* – сборный элемент; *2* – монолитный бетон; *3* – ядровая точка [74, с. 53, чертил автор].

тоне, представляющий собой прямоугольник в растянутой зоне с напряжением, равным пределу прочности на растяжение и треугольник в сжатой зоне (*рис. 1.30*). Эти предпосылки в *СбМт* конструкциях не могут быть приняты без дополнений, так как, в сжатой зоне возникает не только треугольная, но и, чаще всего, ступенчатая эпюра с напряже-

нием в верхних краевых волокнах сечения сборного элемента σ_{B1} от воздействия силы обжатия N_0 и момента M_1 (*рис. 1.31*). Положение еще более усложняется, когда в растянутой части бетона омоноличивания трещины возникают раньше, чем в бетоне сборного элемента, в результате чего часть растянутого бетона выключается из работы сечения *СбМт* конструкции. Несовершенство расчета трещиностойкости заключается в том, что

оно исходит из представления упругой работы *СбМтК* с некоторой поправкой на неупругие деформации растянутого бетона.

В действительности, после образования трещин внутренний момент сопротивления сечения монолитного элемента $M_{ВН}$ падает сразу же до нуля, как это принято в *СНиП* для обычных и преднапряженных элементов. Этому препятствуют напряжения сжатия (σ_B). В результате момент $M_{ВН}$ уменьшается постепенно, что следует учитывать в расчетах по раскрытию, закрытию трещин и прогибам.

СбМт конструкция **еще до нагружения частично деформирована и имеет начальную кривизну**. В ранее известных предложениях расчета по деформациям это обстоятельство учитывалось приближенно. В тоже время в *СНиП* использовался метод расчета по деформациям для обычных и преднапряженных конструкций, в которых кривизна и перемещения отсчитывались от недеформированного состояния. Поэтому его применение для *СбМтК* без изменений часто приводило к существенной погрешности.

Эти обстоятельства привели *А.Е. Кузьмичёва* к необходимости разработки единых методов расчета *СбМтК* по образованию, раскрытию, закрытию трещин и по деформациям в предельном состоянии.

Обязательным условием для работы *СбМтК*, как единого целого является обеспечение совместной работы бетона сборного элемента с бетоном омоноличивания. Для чего исследовалась сопротивляемость швов сопряжения в опытных *СбМт* балках.

Кроме того, в бетоне омоноличивания *СбМт* конструкции интенсивно развивается **усадка**, которой препятствует сборный элемент. В результате в шве сопряжения появляются внутренние усилия, вызывающие сложное напряженно-деформированное состояние *СбМтК*. Ранее исследования носили, в основном, теоретический характер. Для получения достоверных данных влияния усадки, необходимых для оценки деформативности и трещиностойкости *СбМтК* ученые, во главе с *А.Е. Кузьмичёвым* провели экспериментально-теоретические исследования, приведшие к нижеприведенным результатам [74].

1. При расчетах железобетонных *СбМтК* по деформациям необходимо учитывать последовательность приложения нагрузок, что экспериментально подтверждено при кратковременном и длительном действии нагрузок.

2. Момент образования трещин M_T в бетоне сборных элементов (*рис.* 1.31, 1.32) определяется по формуле.

$$M_T = R_P W_T - N_2 Z_2 + N_0 Z_0, \quad (1.16)$$

где: R_P – сопротивление растяжению бетона сборного элемента;

W_T – момент сопротивления сечения сборно-монолитной конструкции;

N_2 – сила уравнивающая четырехугольник 6-7-8-9 (рис 1.31, а), дополняющий «ступенчатую» эпюру;

Z_2 – плечо, приложения уравнивающей силы N_2 к ядровой точке; N_0 – сила обжатия, действующая в процессе возведения конструкции;

Z_0 – плечо, приложения силы обжатия N_0 к ядровой точке.

3. Кривизна для обычных, преднапряженных и *СбМт* конструкций определяется по единой формуле (1.20).

$$1/\rho_n = 1/\rho_1 - 1/\rho_6 - 1/\rho_{6n} + 1/\rho_y, \quad (1.17)$$

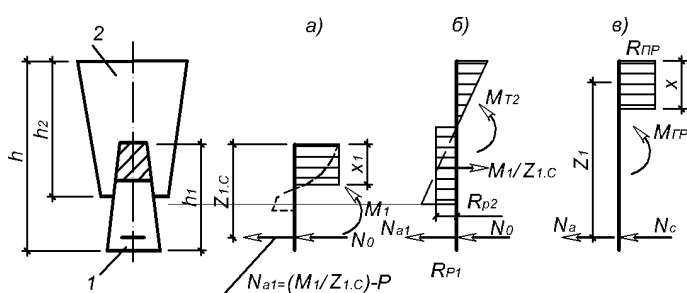


Рис. 1.32. Схема усилий и эпюры напряжений после преобразований (случай 2): а – в сечении сборного элемента от действия силы его обжатия N_0 и момента M_1 ; б – преобразованная для определения момента M_{T2} ; в – тоже для определения M_{GP} ; 1 – сборный элемент; 2 – бетон монолитный [74, с. 57, чертил автор].

где: $1/\rho_n$ – полная кривизна *СбМт* конструкции;

$1/\rho_6$ – кривизна сборного элемента от действия силы его обжатия N_0 и момента M_1 ;

$1/\rho_{6n}$ – кривизна сборного элемента от усадки и ползучести бетона к моменту пригрузки от действия силы его обжатия N_0 ;

$1/\rho_y$ – кривизна от усадки бетона омоноличивания;

$1/\rho_1$ – кривизна *СбМт* кон-

струкции, отсчитываемая от деформированного состояния и кривизны от усадки бетона омоноличивания ($1/\rho_y$);

4. При расчете *СбМт* конструкции по прочности следует исходить из ее предельного состояния, что доказано экспериментально. Сборный элемент необходимо рассчитывать на нагрузки, действующие в процессе возведения конструкции, а *СбМтК* в целом на суммарные усилия от всех нагрузок независимо от того, что часть нагрузки первоначально была приложена к сборному элементу.

5. Для определения величины продольного сдвигающего напряжения τ предложена формула

$$\tau = 12R_{H,P2} \left(\frac{k}{x+5} + \frac{\mu}{x^2+5} \right), \quad (1.18)$$

где: x – пролет скалывания, определяемый по формуле $x=a/h$ (при действии равномерно распределенной нагрузки принимается $x=1$), здесь: a - расстояние от крайней опоры до первого сосредоточенного груза, h – высота сечения;

μ – коэффициент поперечного армирования (отношение площади сечения поперечной арматуры к соответствующей площади шва сопряжения) в процентах;

k – коэффициент шероховатости поверхности сопряжения;

$R_{H,P2}$ – нормативное сопротивление бетона омоноличивания растяжению.

Для шероховатой поверхности сопряжения (имеющей в примерно равном количестве выступы и углубления не менее 10 мм) или поверхности сопряжения со шпонками коэффициент шероховатости $k=1$, а для гладкой поверхности сопряжения (получающейся при заглаживании после бетонирования) - $k=0.5$.

Очевидно, что формула (1.18) имеет эмпирический характер, в отличие от формул Сунгатуллина, в которых заложен физический смысл, что актуально при расчетах.

б. Разработаны рекомендации по учету перераспределения усилий между сборным и монолитным элементами, при расчетах по раскрытию и закрытию трещин, деформации и прочности.

Раскрытие и закрытие трещин. В отличие от схемы усилий (рис. 1.30) принятой в СНиП при трещинообразовании *СбМт* конструкции, в рассматриваемой схеме (рис. 1.31, в) возникает момент

$$M_{BH} = kM_1, \quad (1.19)$$

учитывающий участие в работе *СбМт* конструкции внутренних усилий, возникающих в сборном элементе от нагрузки до омоноличивания и отнесенного к внешним силам.

При этом коэффициент

$$k = \frac{M_{ГР} - M}{M_{ГР} - M_1}, \quad (1.20)$$

где $M_{ГР}$ определяется из условия, что приращение (увеличение) усилия в растянутой арматуре от действия внешних сил в *СбМт* конструкции погашается приращением (уменьшением) усилия от полного перераспределения внутренних сил (вызванных действием N_0 и M_1) со сборного элемента на *СбМт* конструкцию.

Деформативность. При расчете по деформациям учитывается последовательность приложения нагрузок: сначала к сборному элементу прикладываются силы обжатия N_0 и момент M_1 от нагрузок, действующих в процессе возведения конструкции, затем от деформированного состояния отсчитываются перемещения *СбМт* конструкции.

При этом кривизна определяется по выше приведенной формуле (1.17)

Прочность по нормальным сечениям.

Особенности НДС *СбМт* балок с предварительно пригруженным сборным элементом. Экспериментально установлено, что предварительное нагружение сборных эле-

ментов (до момента омоноличивания) не снижает прочности *СбМт* балок, благодаря перераспределению усилий в сжатой зоне между бетоном сборного элемента и монолитным бетоном. При этом предельные деформации сжатого бетона предварительно нагруженного сборного элемента экспериментальных балок, превышали предельные деформации сжатия бетона непригруженных сборных элементов до 100% [74]. Преждевременное разрушение *СбМт* балок не наблюдалось.

Прочность шва сопряжения. *А.Е. Кузьмичёв*, в результате экспериментов определил процесс нарушения совместной работы по шву элементов *СбМт* балки. В начальной стадии нагружения, в шве сопряжения начинается местное нарушение сцепления между бетонами. Оно, при гладкой поверхности сопряжения и отсутствие поперечной арматуры, прогрессирует, быстро распространяясь на весь участок, от опоры до сосредоточенного груза. Но даже небольшое количество поперечной арматуры задерживает процесс расслоения балки, так как препятствует раскрытию шва сопряжения.

На участках под сосредоточенным грузом и над опорами долгое время не происходит раскрытие шва сопряжения и смещения между бетонами. Влияние опорной реакции и сосредоточенного груза на несущую способность балки высотой (h) значительно, особенно в сочетании с поперечным армированием, при соотношении расстояния (a) от крайней опоры до первого сосредоточенного груза - $a/h < 4$. А при соотношении - $a/h > 4$, влияние опорной реакции и сосредоточенного груза ослабевает. Поэтому здесь, повышение процента поперечного армирования мало сказывается на увеличении прочности балки. Распространению трещин в горизонтальном направлении препятствуют также шпонки или неровности при шероховатой поверхности сопряжения. Однако, их влияние на несущие балки, по сравнению с гладкой поверхностью сопряжения при соотношении - $a/h > 4$ также невелико. На основании проведенных экспериментов *А.Е. Кузьмичев* предложил формулу (1.18) для определения продольного сдвигающего напряжения.

Нарушение совместной работы бетонов в балках с ненапрягаемой арматурой начинается раньше, чем в преднапряженных балках и приводит к более раннему разрушению по шву сопряжения [74].

7. Влияние усадки. *А.Е. Кузьмичев* установил, что **силы от усадки T_y и M_y** , возникающие в месте контакта бетонов разного возраста из-за неодинаковой жесткости сборной и монолитной частей, **являются собственными** и поэтому **не влияют на равновесие внутренних и внешних сил от нагрузки**. Однако, вызванные усадкой напряжения в растянутой зоне сборного элемента, отражаются на моменте образования трещин, а краевые деформации отражаются на общих деформациях сборно-монолитной конструкции.

Влияние усадки на прогибы *СбМт* конструкции без трещин учитываются при определении кривизны $1/\rho_y$, которая находится по крайвым деформациям сечения *СбМт* конструкции или составляющих ее элементов.

$$1/\rho_y = 1/\rho_1 = 1/\rho_2, \quad (1.23)$$

где $1/\rho_1$ и $1/\rho_2$ – кривизна, соответственно, сборного элемента и бетона омоноличивания.

1.5. Научная проблема, цель и задачи исследований, выводы.

1. На основании анализа литературного обзора сейсмостойкости зданий с поясами, выявлено, что тенденция их развития, также как и железобетонного каркаса зданий в целом направлена в сторону сборно-монолитных конструкций.

2. В настоящее время в зданиях с каменными стенами, в соответствии с нормами, используются *АС* пояса из монолитного и сборно-монолитного железобетона [11, с. 21]. Последние пользуются преимуществом, т.к. на сборный элемент монтируются плиты перекрытия, в одном технологическом цикле. С перекрытия укладывается недостающая арматура и заливается монолитный бетон. В результате исключаются опалубочные работы и технологические перерывы (около 7-ми дней) на твердение до 70% проектной прочности бетона опорной площадки (*платформы*) для перекрытия. При *СбМт* поясах (с применением сборных, сборно-монолитных и монолитных перекрытий) сокращаются сроки строительства зданий около 15÷25%.

3. В *СбМт* поясах (ригелях), предусмотренных нормами [11, с. 21], контактная поверхность плоская гладкая, отсутствуют шпонки и выпуска препятствующие, в предельном состоянии, сдвиговым деформациям на участках с «закономерным» расслоением контактного шва длиной $l_{sh} \leq 4h$, где h - высоты пояса. В результате отсутствия сопротивления шва сдвигу $F_{sh}=0$, совместность работы сборного элемента и монолитного бетона не обеспечивается. Монолитный железобетонный сердечник и сборный элемент работают раздельно. Кроме того, по норме плоский гладкий, а также неармированный плоский контакт при действии многократно повторяющейся нагрузке применять не допускается [122, п. 2.30, примеч.]. В результате, использование таких *СбМт* поясов с полным сечением при действии сейсмической нагрузки недопустимо, *остро требуется их совершенствование*.

4. Во время сейсмического воздействия на здание, *АС* пояса наиболее напряжены в плоскости стены с узкими простенками, при их перекосе с поворотом. Пояса работают как неразрезные балки, опираясь на сжатые опорные зоны простенков, воспринимая про-

летные и опорные изгибающие моменты, и перерезывающие силы. Такая расчетная модель реализована в методе расчета монолитных поясов, предложенном Ю.В. Измайловым. Этот метод приемлем для крупноблочных стен с вертикальной разрезкой в местах примыкания подоконных частей, где подоконная часть работает отдельно от простенков [62, 85]. А метод расчета АС поясов с учетом неразрезных подоконных частей каменных стен не известен [11, 12, 62, 64, 85, 102]. Тем более не известна методика расчета СбМт поясов, определения их прочности в предельном состоянии с учетом трещинообразования кладки подоконных частей, опорных зон простенков и исключения из работы наиболее слабых узких простенков нижних этажей, более точно отражающих физическую модель поясов в здании при сейсмической нагрузке, не допуская прогрессирующего разрушения.

В результате, разработка практически применимой конструкции, методики конструирования и расчетов АС СбМт поясов, обеспечивающих совместную работу их составных элементов – сборных блоков с монолитным бетоном вплоть до стадии разрушения и поясов в целом со стенами, повышающих их эффективность в настоящее время необходима. Как отмечено в экспертном заключении Ю.В. Измайлова «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» [64, с. 8÷9].

5. Из выше приведенного очевидно, что разработка более эффективной конструкции АС СбМт поясов, обеспечивающих совместную работу бетонов разного возраста, при обеспечении плотного контакта со стенами и методики их расчетов является *актуальной*.

6. Научная проблема. Основной проблемой в известных АС СбМт поясах является недостаточная совместная работа старого бетона сборного элемента с новым монолитным, вплоть до стадии разрушения, при нормативном условии обеспечения плотного контакта монолитным бетоном с ниже лежащей стеной площадью не менее 60% общей опорной площади пояса [11, с. 21]. Тем более проблемой является отсутствие методики расчета СбМт поясов и определение их прочности в предельном состоянии с учетом подоконных частей, деформирования кладки и предпрогрессирующего разрушения наиболее слабого простенка нижнего этажа. Данная проблема относится к совершенствованию конструктивных решений зданий к повышению их сейсмостойкости.

7. Цель исследований: - разработка технологичной, более эффективной конструкции и методики расчетов АС СбМт поясов зданий с каменными стенами, обеспечивающих совместную работу сборных элементов с монолитным бетоном, вплоть до стадии

разрушения, при плотности контакта монолитного бетона с ниже лежащей стеной, площадью не менее 60% общей опорной площади пояса, установленных нормами [11, с. 21].

8. Объект - избранный элемент исследования: - сборно-монолитный антисейсмический пояс зданий с каменными стенами и устройство для его изготовления.

9. Предмет исследования - наблюдаемый сегмент и его проявления:

- совместность работы сборного элемента с монолитным бетоном *АС СбМт* поясов по контактному шву; - технологичность поясов; - возникновение усилий в них; - их прочность в предельном состоянии с учетом подоконных частей, деформирования кладки и разрушения наиболее слабого простенка в зданиях с каменными стенами, предшествующего прогрессирующему разрушению смежных простенков.

10. Существенная связь элементов, оказывающих влияние на всю систему работы антисейсмических *СбМт* поясов: - совместность работы, как составных элементов пояса, так и пояса в целом с несущими конструкциями здания и его основанием с учетом вероятности появления сейсмического воздействия, его разрушительным эффектом на поверхности Земли - интенсивности, определяющей сейсмичность зданий (*I*, в баллах).

11. Основные задачи исследований:

1) Изучение сейсмостойкости зданий с каменными стенами, выявление тенденции развития антисейсмических поясов и сборно-монолитных конструкций;

2) Разработка конструкции антисейсмических поясов и устройства для их изготовления;

3) Экспериментальные исследования прочности, деформаций и трещиностойкости сборно-монолитных поясов предложенной конструкции;

4) Численные исследования прочности антисейсмических поясов зданий с учетом подоконных частей, трещинообразования, деформирования и предпрогрессирующего обрушения кладки стен;

5) Разработка методики конструирования и расчета, антисейсмических сборно-монолитных поясов;

6) Общие выводы и рекомендации.

2. РАЗРАБОТКА КОНСТРУКЦИИ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ ПОЯСОВ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИХ ПРОЧНОСТИ, ДЕФОРМАЦИЙ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

2.1 Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий.

2.1.1. Концептуальные пути совершенствования конструкции поясов и устройства для их изготовления. Как отмечено в 1-й главе, наиболее высокая прочность узла соединения стен с перекрытиями достигается при поясах из монолитного железобетона. Однако в монолитных поясах проявляются **два существенных недостатка**:

- **первый** – высокая трудоемкость при выполнении опалубочных и арматурных работ, в процессе их возведения, приводящая к увеличению сроков строительства;

- **второй** – двух стадийное возведение монолитных поясов, вызванное необходимостью устройства платформы для опирания плит перекрытия и технологического перерыва, около 7 суток, необходимого для твердения бетона до 70% проектной прочности, также приводит к увеличению сроков строительства.

Кроме того, качество монолитного железобетона хуже, а расход арматуры выше, чем в *СбМт* поясах. Необходимо найти более совершенное решение конструкции и технологии производства *АС* поясов.

2.1.1.1. Разрешение первого недостатка при выполнении монолитных поясов возможно путем совершенствования опалубочных работ. К ним относится совершенствование конструкции опалубки и технологии ее монтажа.

Обычно на практике опалубка монтируется из отдельных деревянных или металлических щитов с помощью крепежных скоб и подкосов, что трудоемко.

Для уменьшения трудоемкости опалубочных работ, при возведении линейных железобетонных сооружений, *автором предложена конструкция опалубки и ее модифицированный вариант*, монтируемые и демонтируемые с помощью крана (*рис. 2.1 и 2.2*), защищенные изобретениями [14, 18].

2.1.1.2. Разрешение второго недостатка в железобетонных поясах возможно при улучшении конструктивного решения соединения стены с перекрытием путем его опирания на сборные железобетонные элементы, в одном технологическом цикле, что приводит к образованию *СбМт* конструкции, содержащей монолитный пояс (*сердечник*) соединенный по контактному шву со сборными элементами.

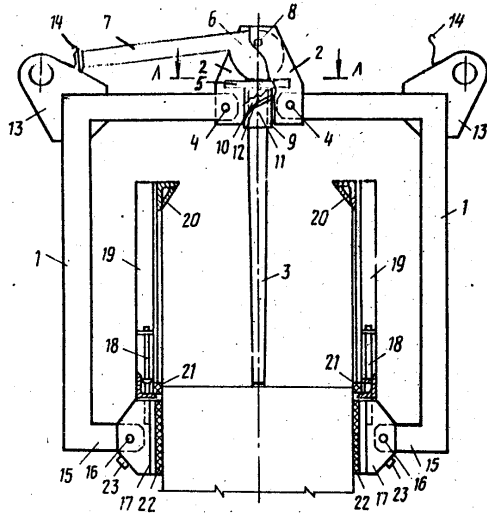


Рис. 2.1. Опалубка для возведения линейных железобетонных сооружений [14]: 1 – Г-образный элемент рамы; 2 – пластина рамы; 3 – выдвижная колонна; 4 – шарнир; 5 – опорная пята; 6 – эксцентрик; 7 – рукоятка; 8 – шарнир; 9 – цилиндр регулятора высоты; 10 – винтовая ступенчатая прорезь цилиндра; 11 – цилиндрический ползун; 12 – фиксатор, вставленный в винтовую ступенчатую прорезь; 13 – монтажная петля; 14 – фиксатор рукоятки; 15 – кронштейн; 16 – шарниры; 17 – упорная пята; 18 – разъемные шарниры; 19 – опалубочные щиты; 20 – угловые скосы; 21, 22 – эластичные прокладки; 23 – ограничитель поворота.

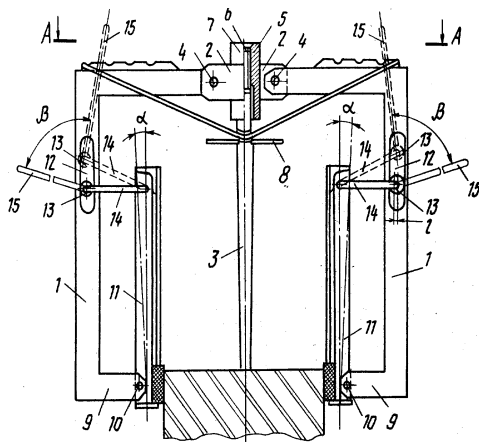


Рис. 2.2. Опалубка для возведения бетонных и железобетонных сооружений [18]: 1 - Г-образный элемент рамы; 2 - пластина рамы; 3 - выдвижная колонна; 4 - шарнир; 5 - стакан; 6 - нарезная резьба стакана; 7 - нарезная резьба колонны; 8 - поворотная рукоятка колонны; 9 - кронштейн; 10 - шарнир; 11 - опалубочный щит; 12 - прорезь; 13 - эксцентрик; 14 - плечо, шарнирно соединенное с эксцентриком (13) и жестко с плечём (15); 15 - плечё двух плечевого рычага и одновременно монтажная петля; 17 - растяжка, соединяющая выдвижную колонну (3) с Г-образными элементами рамы.

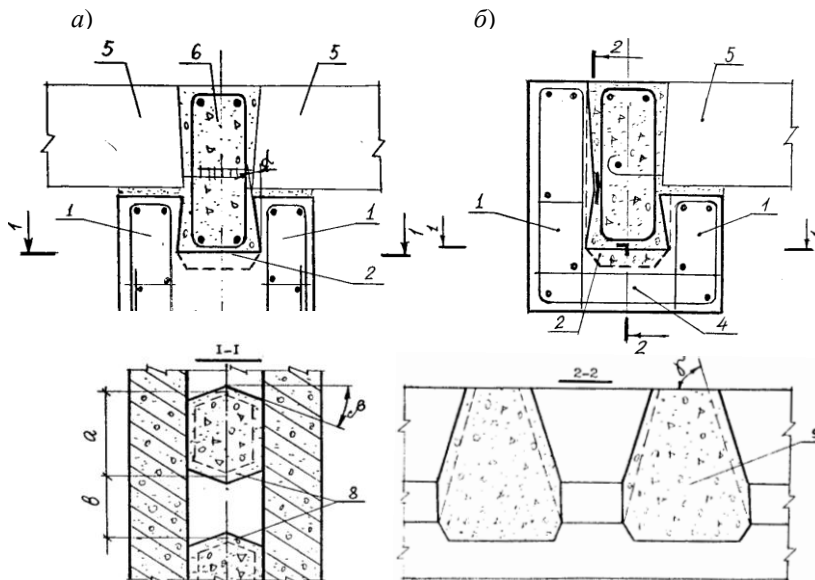


Рис. 2.3. Монолитный пояс в канале, в виде ласточкиного хвоста в стеновом блоке (а) и перемычке (б) [16]: 1 – стенки канала; 2 – днище; 3 – стеновой блок; 4 – блок-перемычка; 5 – плиты перекрытия; 6 – монолитный ж.б. пояс; 8 – шпонки в днище канала; 9 – шпонки в стенках канала.

В стенах из крупных стеновых блоков соединения с перекрытием могут решаться за счет конструкции опорной части в блоках с каналом (рис. 2.3), а в стенах из мелкоштучной кладки только за счет конструкции пояса (рис. 2.5 – 2.12).

К недостаткам монолитных поясов в ж.б. канале со шпоночными элементами можно отнести технологические трудности при их формовке. Для их решения были проведены исследования и предложены соответствующие конструктивные решения устройств со складывающимися сердечниками.

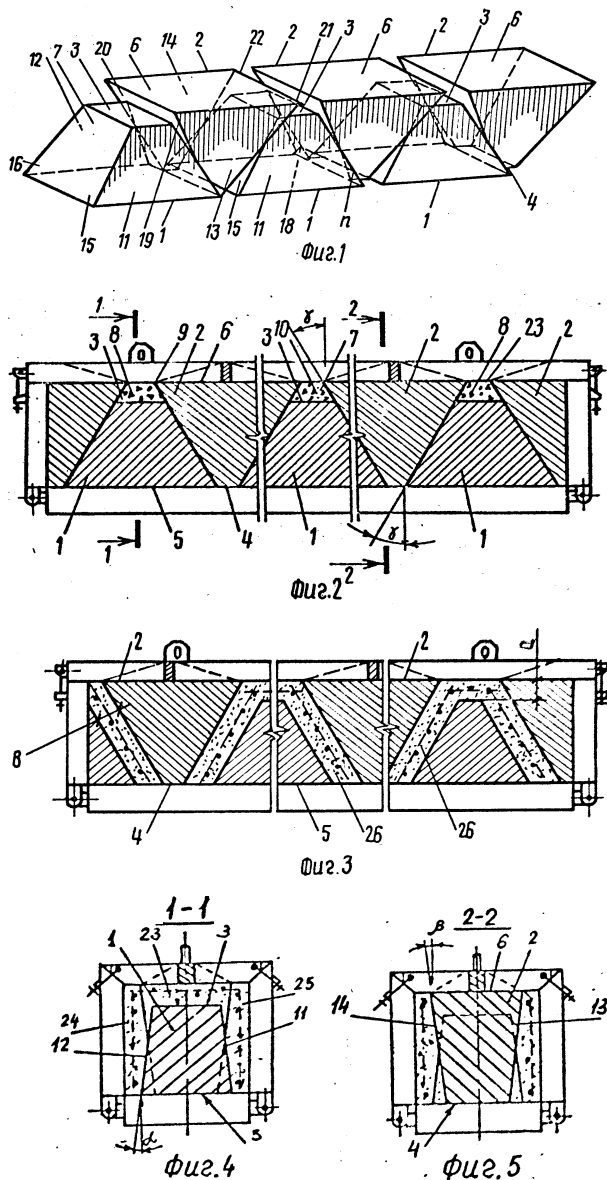


Рис. 2.4. Устройство для формования бетонных изделий с полостями [92]:

фиг. 1 - пустообразователи (в аксонометрии); фиг. 2 - продольное сечение формы, при формовке пустотных блоков с перемычками (вариант 1); фиг. 3 - то же, при формовке блоков с перегородками (вариант 2); фиг. 4 - поперечное сечение 1-1, по перемычке, на фиг. 2; фиг. 5 - то же 2-2, между перемычками; 1, 2 - клиновидные сердечники, в виде усеченных пирамид, расположены друг между другом и прикреплены большими основаниями к противоположащим формующим элементам с образованием пакетов, направленных встречно меньшими основаниями 3, 4, чередуясь с большими основаниями 5, 6; 7, 8 - боковые грани сердечников 1, контактирующие со смежными гранями 9, 10 сердечников 2; 26 - перегородки и (или) перемычки железобетонные, либо с жесткой или гибкой арматуры, расположенные в разных уровнях, в зависимости от конфигурации граней сердечников 1, 2 и расстояний между ними, с помощью которых достигаются различные конструктивные решения пустотных блоков.

Пояса в стенах из каменной кладки универсальны, приемлемы и в стенах из крупных блоков.

Для создания условий, позволяющих разработать конструкцию поясов для каменных стен, на основании исследований, **автором разработано устройство для формования бетонных изделий с полостями**, защищенное патентом на изобретение (рис. 2.4) [92].

Это устройство позволяет формовать пустотелые бетонные и железобетонные блоки, содержащие стенки 24 и перегородки 26 или перемычки железобетонные, металлические,

в зависимости от конфигурации граней сердечников 1, 2 и расстояний между ними, с помощью которых достигаются различные конструктивные решения блоков.

С помощью данного устройства, лавируя размерами и средствами связи, между формируемыми стенками, могут изготавливаться пустотелые блоки различного назначения: для сборно-монолитных балок, антисейсмических поясов, стен или массивов, в различных вариантах, среди которых, предложенные автором ниже приведенные изделия и конструкции (рис. 2.5 – 2.12).

Используя возможности формовочного устройства (рис. 2.4) автором разработано ряд СбМт конструкций, среди которых нижеприведенные конструкции.

Сборно-монолитная конструкция (пояс тип I), защищенная изобретением автора [15] (рис. 2.5).

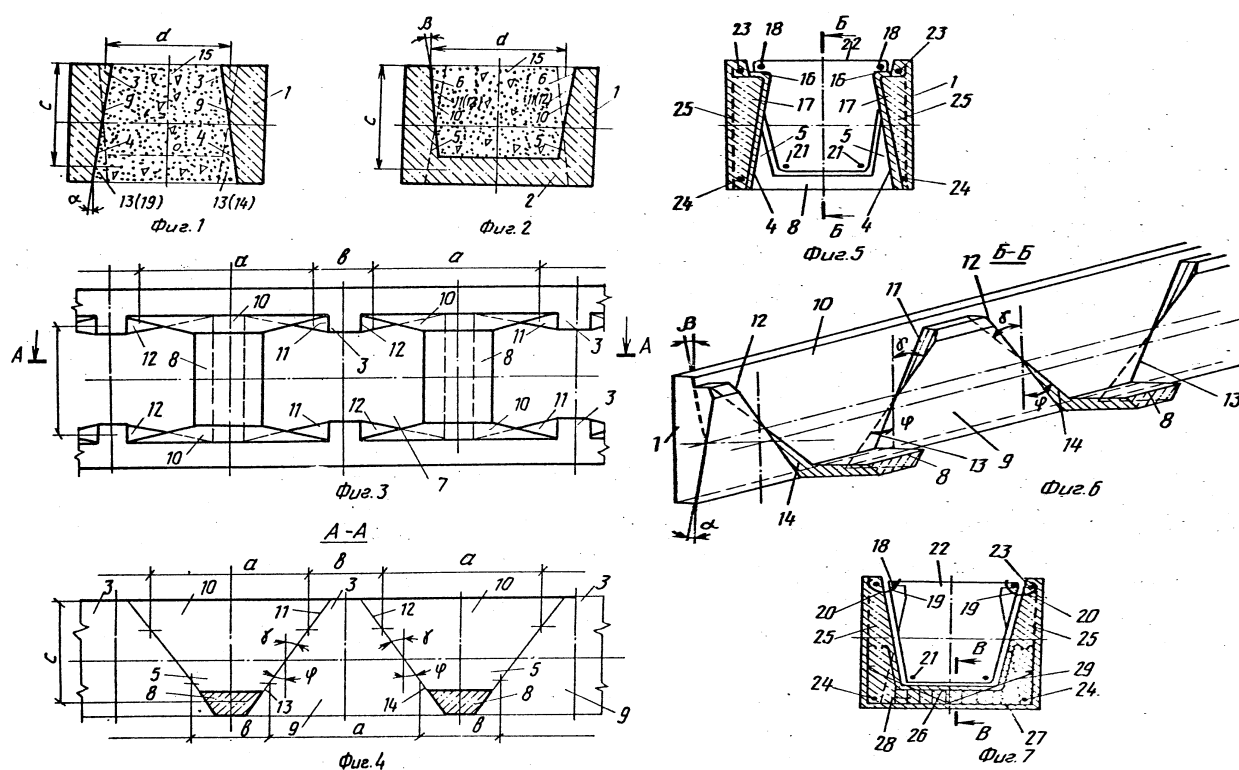


Рис. 2.5. Сборно-монолитная конструкция [15]: фиг. 1 - СбМт конструкция с шпонками утолщенными к верху оболочки, поперечный разрез; фиг. 2 - то же к низу; фиг. 3 - оболочка, вид сверху; фиг. 4 - сечение А-А на фиг. 3; фиг. 5 - оболочка с шпонками утолщенными к верху и фиксаторами арматурного каркас монолитного сердечника, поперечный разрез; фиг. 6 - сечение Б-Б на фиг. 5, в аксонометрии; фиг. 7 - оболочка с шпонками утолщенными к низу и анкерными углублениями в верхних торцах выступов фиксирующих арматурный каркас сердечника, поперечный разрез.

Предложенная конструкция содержит сборный элемент, заводского изготовления и монолитный, построечного изготовления.

Сборный элемент выполнен в виде лоткообразной оболочки образованной боковыми стенками 1 и днищем 2 с проемами. На внутренней поверхности боковых стенок 1 образованы шпоночные элементы так, что толщина смежных элементов увеличена поочередно кверху оболочки, образуя верхние шпоночные выступы 3 и нижние углубления 4, и увеличенная к низу оболочки, образуя нижние шпоночные выступы 5 и верхние углубления 6. А в днище 2, лоткообразной оболочки, шпоночные элементы выполнены сквозными, образуя проемы 7, чередующиеся с перемычками 8, соединяющими боковые стенки 1 между собой. При этом фронтальные грани 9 и 10, смежных шпоночных элементов, направленные вдоль оболочки перекрещиваются Х-образно под углами α и β , к вертикали ($\alpha=\beta=5\div 30^\circ$). Верхние профильные грани 11, 12 и нижние 13, 14 расположены под углами γ и φ , к вертикали ($\gamma=\varphi=5\div 45^\circ$). Монолитный элемент, из бетона или железобетона, образует сердечник 15, контактирующий с стенками 1, перемычками 8 сборного элемента и основанием, к примеру с нижележащей стеной здания. Кроме того, конструкция содержит анкерные приспособления в виде закладных деталей 16 с выпусками 17, армирующими шпоночные выступы 3. Арматурный каркас 18 монолита жестко соединен с деталями 16. Как вариант, анкерные приспособления в верхних шпоночных выступах 3 (фиг. 7) выполнены в виде углублений 19, армированных выпусками 20.

Арматурный каркас монолитного сердечника, кроме верхних стержней 18, содержит нижние 21 и поперечную арматуру 22, объединяющую их.

Стенки 1 сборной оболочки армированы плоскими каркасами из арматуры 23-25. Перемычки 8 содержат пространственный каркас из арматуры 26-29. Как дополнительный вариант анкерные приспособления выполнены в виде вертикальных отверстий 30, охваченных по контуру арматурными выпусками 31, и вставленных в них анкерных скоб 32, монолитного сердечника 15.

Такая конструкция не исключает возникновение напряжений в контактирующих слоях сборного и монолитного элементов, свойственных сборно-монолитным конструкциям, но эти напряжения не могут привести к полному расслоению соединяемых элементов, к выходу монолитного сердечника из лоткообразной полости при различных сочетаниях внутренних и внешних усилий. Под воздействием усилий, вызывающих перемещение монолитного сердечника относительно сборного элемента по вертикали, после полного расслоения контактирующих слоев *шпоночные элементы работают как клинья*.

Наличие сквозных шпоночных углублений в днище сборного лотка позволяет обеспечить соприкосновение монолитным бетоном до 70÷75% опорной поверхности сборно-

монолитной конструкции с нижележащей стеной здания. Что в свою очередь позволяет увеличить несущую способность контактирующего шва между сборно-монолитной и нижележащей конструкцией.

Анкерные приспособления в краевых зонах контактирующих поверхностей монолитного сердечника и стенок лоткообразной оболочки, соединяя их, ликвидируют дефицит сцепления в контактных слоях элементов, начинающийся обычно с этих краевых зон.

Такая сборно-монолитная конструкция обеспечивает увеличение несущей способности и повышение сейсмостойкости пояса.

Сборно-монолитная несущая конструкция, защищенная изобретением автора [17] (рис. 2.6).

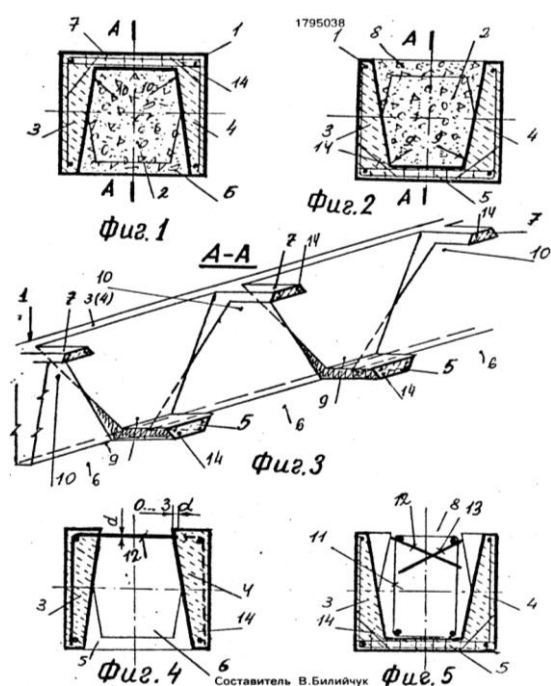


Рис. 2.6. Сборно-монолитная несущая конструкция [17]: *фиг. 1* - поперечное сечение, по шпоночным элементам, увеличенной толщины кверху; *фиг. 2* - то же, к низу; *фиг. 3* - разрез А-А на фиг. 1-2 (в аксонометрии); *фиг. 4* - поперечное сечение, по шпоночным элементам увеличенной толщины кверху с верхними перемычками из арматурных выпусков; *фиг. 5* - то же, по шпоночным элементам увеличенной толщины к низу; 1 – сборная оболочка; 2 - монолитный сердечник; 3, 4 – стенки оболочки; 5 – шпоночные выступы, чередующиеся с углублениями 6; 7 - перемычки, чередующиеся с проемами 8; 9, 10 – шпоночные выступы в низу и вверху стенок; 11 – армирование; 12, 13 - арматурные выпуски.

Данная предложенная конструкция содержит сборный элемент 1, заводского изготовления и монолитный 2, построечного изготовления.

Сборный элемент 1 выполнен в виде лоткообразной оболочки, образованной боковыми стенками 3 и 4 с проемами, аналогично предыдущей конструкции (рис. 2.5). В отличие от нее, рассматриваемая конструкция содержит крышку, выполненную аналогично, дна, образуя пространственный блок с проемами в днище и крышке. Этот пространственный железобетонный блок, заводского изготовления, заполняется монолитным бетоном, либо железобетоном.

Для практического применения был изготовлен сборно-монолитный антисейсмический пояс *тип 1*, по решению, представленному на рис. 2.5 и 2.7.

На *рис. 2.7* изображен опытный образец сборного блока *СбМт* пояса с платформой для опирания плит перекрытия, представленный на выставку в Молдавии, где разработки автора были удостоены второй премии [35].

На *рис. 2.8* изображена форма в процессе расформовки сборного блока сборно-монолитной конструкции *АС* пояса, представленного на *рис. 2.7*. Данная металлическая форма запроектирована автором в соответствии с его патентом на изобретение (*рис. 2.4*).



Рис. 2.7. Опытный образец сборного блока *СбМт* пояса (*Тип 1*), представленный на выставку в Молдове, где разработки автора были удостоены второй премии [35].



Рис. 2.8. Металлическая форма в процессе расформовки сборного блока *АС* пояса, представленного на *рис. 2.19*, запроектированная автором в соответствии с его патентом на изобретение [92].

2.1.2. Предлагаемая конструкция сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий с каменными стенами.

Вышеприведенные пояса *Тип 1* (*рис. 2.7*) улучшают совместность работы разновозрастных бетонов. Однако перемычки в днище уменьшают рабочую высоту каркаса монолитного сердечника, что уменьшает несущую способность *СбМт* пояса.

Для решения данной проблемы и достижения поставленной цели, на основании выше приведенных результатов исследований и выполненных в работах [2, 15, 16, 17, 43, 48, 50, 92], автором разработана *финальная* конструкция *СбМт АС* поясов (*поясных ригелей тип 2, рис. 2.9÷2.12*). В предлагаемой конструкции перемычки, соединяющие стенки сборного блока приподняты над основанием так, что под ними проходят нижние стержни каркаса монолитного сердечника и его монолитный бетон.

В отличие от известных *СбМт* поясов (*см. раздел 1*), ограждающие стенки (*ветвь-балки*) высотой H сборного блока выполнены с вертикальными шпоночными углублениями и из всех, опорных и ограждающих стенок выпущены стержни поперечной арматуры. Кроме того, в стенках блока расположена основная продольная рабочая арматура с монтажными выпусками в его торцах, содержащих шпоночные углубления. При этом нижние грани стенок блока, контактирующие со стеной, выполнены толщиной t ($50\div 65$ мм), обеспечивающей просвет между стенками шириной $B-2t$ (*рис. 2.9*), которые создают площадь опирания монолитного бетона на стены здания в пределах $S=70-75\%$ общей опорной

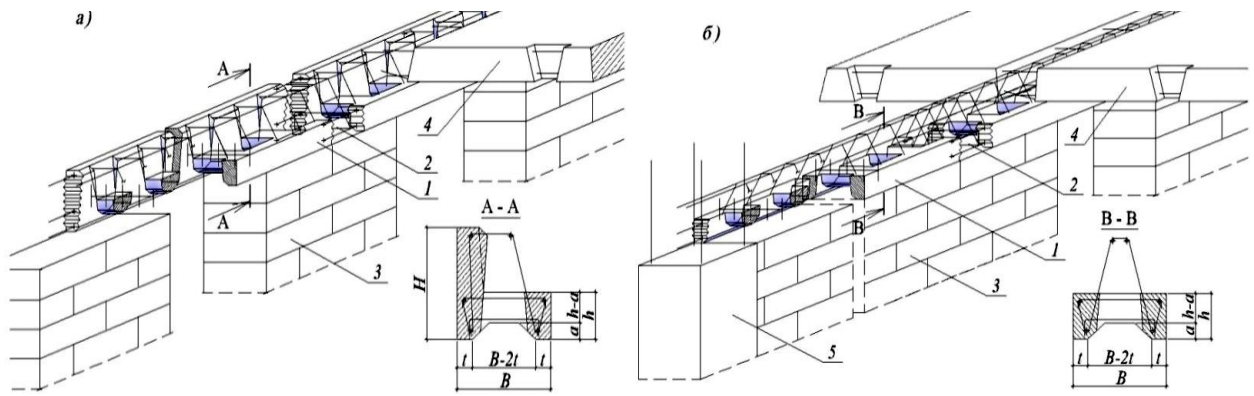


Рис. 2.9. Сборный блок СбМт АС пояса в процессе монтажа наружных (а) и внутренних (б) стен здания: 1 - сборный блок с рабочим армированием и полостью для монолитного бетона, контактирующего со стеной площадью не менее 70 - 75% всей опорной площади пояса; 2 - стык сборных поясных блоков в середине простенка; 3 - стена; 4 - перекрытие; 5 - колонна [разработка автора].

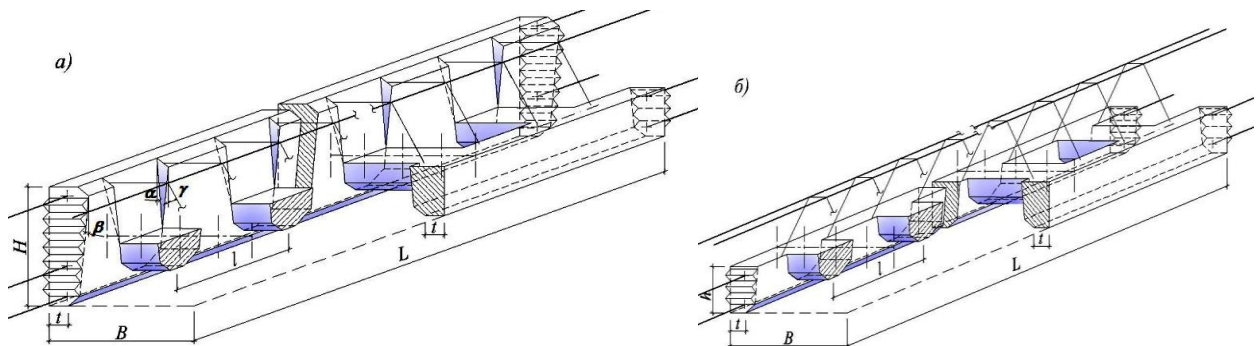


Рис. 2.10. Сборный поясной блок длиной $L \geq 7 \div 8$ м на пролет наружных (а) и внутренних (б) стен здания (в аксонометрии с частичным вырезом), где смежные ветви соединены между собой перемычками и содержат выпуска поперечной и продольной арматуры, и клиновидные шпонки [разработка автора].

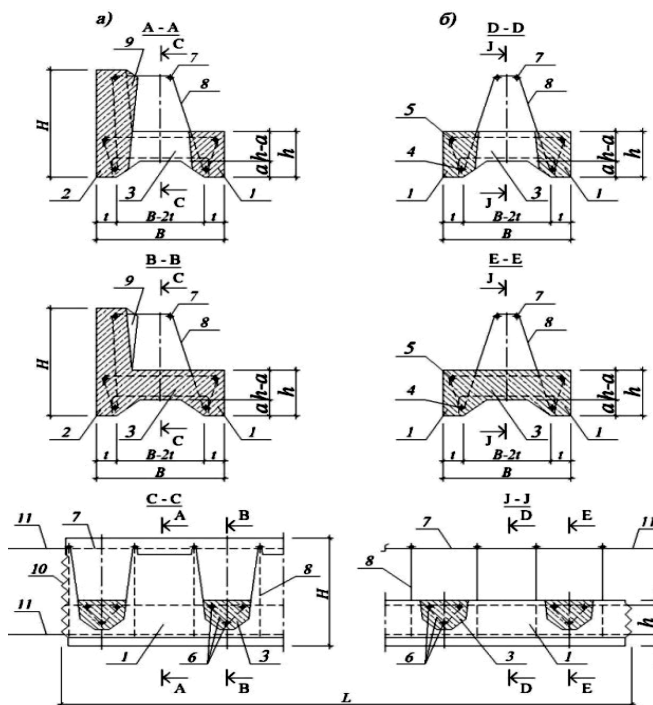


Рис. 2.11. Сборный поясной блок длиной L наружных (а) и внутренних (б) стен здания: 1 - внутренняя (опорная) стенка; 2 - наружная (ограждающая) стенка; 3 - перемычки соединяющие стенки между собой, приподнятые над опорой; 4 - рабочая арматура в блоке; 5 - конструктивная арматура стенок; 6 - арматура перемычек; 7 - рабочая арматура монолитного бетона; 8 - выпуски поперечной арматуры; 9 - рабочие шпонки; 10 - монтажные шпонки; 11 - монтажные выпуски арматуры [разработка автора].

площади пояса (при его толщине $B=350$ и 400 мм, соответственно), что более 60%, минимально требуемых нормами [11]. Такая плотность контактного шва повышает его прочность. Частое расположение перемычек, соединяющих стенки блока, повышают их жесткость при монтажно-технологических нагрузках, что позволяет выполнять их длиной на весь пролет здания, до $L (\geq 7-8 \text{ м})$.

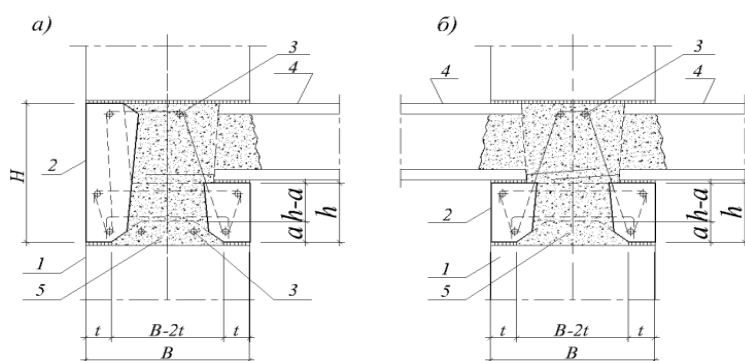


Рис. 2.12. Сборно-монолитный пояс в узле соединения стены с перекрытием: а - наружный; б - внутренний; 1 - стена; 2 - сборный поясной блок; 3 - монтажная арматура; 4 - сборное перекрытие с арматурными выпусками; 5 - монолитный бетон [разработка автора].

Соединительные перемычки (*сквозные шпонки-перемычки*) и вертикальные шпонки блока воспринимают срезающие усилия в швах сопряжения, а арматурные выпуски из стенок в монолитный бетон способствуют им - воспринимают растягивающие и срезающие усилия. Это обеспечивает повышение несущей способности пояса и совместность работы разновозрастных бетонов вплоть до стадии разрушения, что подтверждается результатами испытаний.

Рабочая арматура располагается преимущественно в поясных блоках, исходя из минимально-требуемого армирования $S_{бМт}$ пояса, с учетом сейсмического воздействия на здание и проверяется расчетом на монтажно-технологические нагрузки, действующие на блок в процессе его изготовления, транспортировки и монтажа.

При необходимости, дополнительное (*усиливающее*) армирование располагается в монолитном бетоне пояса. Это особенно актуально для нижнего - пролетного и верхнего - надпорного армирования, при больших проемах в стенах здания.

$S_{бМт}$ пояса могут использоваться в каменных стенах различных зданий (традиционных каменных, каркасно-каменных и в современных каркасно-монолитных зданиях с пилонами или в сборно-монолитных зданиях типа Французского каркаса «Сарет» со свободной планировкой и наружными каменными стенами).

Расположение рабочей арматуры преимущественно в сборных поясных блоках, *за счѣт* принципа армирования поясов с наклонными хомутами с схемой армирования их нижней части с уменьшенным количеством стержней позволяют экономить до 25-30% арматуры, по сравнению с нормативным $S_{бМт}$ аналогом (рис. 1.6-1.8, 2.9-2.12, 4.12, табл. 4.1) и до 10-20%, по сравнению с монолитным эталонным поясом.

Выпуски основной продольной рабочей арматуры из стенок, в торцах сборных блоков и шпоночные углубления в них, обеспечивают прочность стыкуемых блоков. Причем, эти стыки *предлагается* выполнять в средней части простенков, менее подверженной деформациям.

В целом разработанная конструкция *СбМт* поясов позволяет повысить их несущую способность и сейсмостойкость всего здания.

Поясные блоки изготавливаются в формах с пустотообразователями конусовидной формы, в соответствии с патентом автора на изобретение [92].

Монтаж *СбМт* поясов производится в одном технологическом цикле без какой-либо остановки на твердение бетона опорных площадок для перекрытий. На возведенные стены этажа монтируются, вначале поясные блоки, затем плиты перекрытия на их опорные ветви или выполняются сборно-монолитные и монолитные перекрытия. Непосредственно с перекрытий устанавливается недостающая монтажная арматура и укладывается монолитный бетон, заполняющий все пустоты. При этом исключаются технологические подмости, опалубка и ликвидируются технологические перерывы (≥ 7 -ми дней) для достижения 70% проектной прочности бетона, необходимые в случае изготовления пояса из монолитного железобетона. Это позволяет сократить до 15-20% сроки строительства.

В случае опирания сборных блоков на колонны, свободные от примыкающей клад-

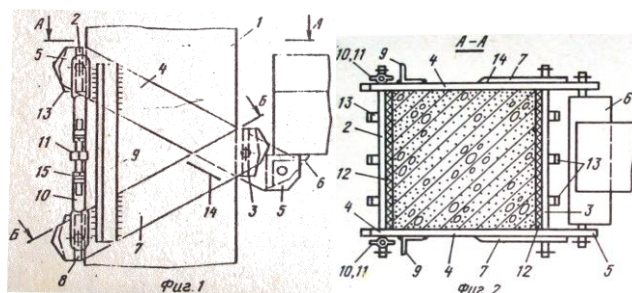


Рис. 2.13. Опорное устройство на колонны, по изобретению автора [13]: *фиг. 1* – крепление устройства к железобетонной колонне с приложением нагрузки, вид сбоку; *фиг. 2* – сечение А-А на *фиг. 1*.

ки, используется инвентарное «Опорное устройство на колонны», *по изобретению автора* (рис. 2.13) [13].

Это позволяет использовать предлагаемые *СбМтК* не только в зданиях с каменными стенами, а и в каркасных, заменяя менее эффективные *СбМт* ригели французского каркаса «Сарет» или домостроительной системы УДС, ООО «ВИ-КОН. ПРО» (*рис. 1.9*) и др.

2.2. Экспериментальные исследования прочности, деформаций и трещиностойкости предложенных сборно-монолитных антисейсмических поясов.

2.2.1. Общие сведения, цель и задачи экспериментальных исследований.

Предлагаемая конструкция *СбМт* поясов представлена на *рис. 2.9÷2.12*, *а* и *б* для наружных и

внутренних стен, соответственно. Она принципиально новая. Состоит из сборного ж.б. двух ветвевых блока и монолитного сердечника. Существенной отличительной особенностью предложенной конструкции является наличие часто расположенных поперечных перемычек, соединяющих ветви сборного блока, между собой. Кроме того, из сборных ветвьбалок выпущена поперечная арматура, а сами ветви содержат клиновидные шпоночные выступы, существенно развитые в ограждающей (наружной) ветви блока для наружных стен, в верхней части пояса.

Замоноличивание поясных балок, смонтированных на стены, выполняется после монтажа перекрытий. При этом поперечное армирование и перемычки, оказываются внутри монолитного бетона, выполняя функции связи между монолитными и сборными элементами.

Совместность работы монолитного и сборного железобетона, обеспечивается не только за счет сцепления между ними, а и за счет организации конструктивной связи между ветвями поясных балок с помощью, соединяющих их, перемычек и поперечного

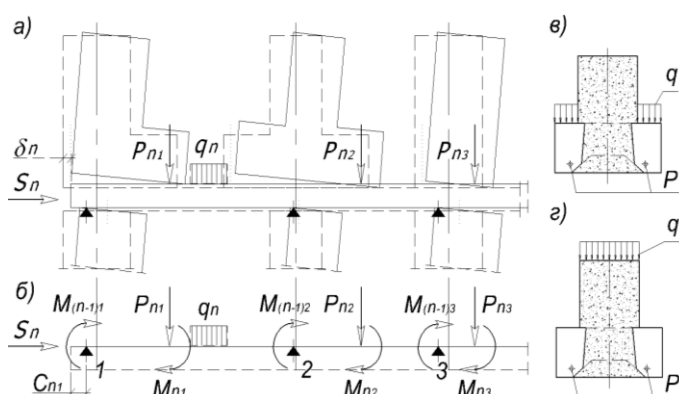


Рис. 2.14. Схема расчетная (а, б) и загрузки сборно-монолитной балки через опорные полки сборного элемента (в) и через ребро монолитного элемента (з) [разработка автора].

армирования, пронизывающих монолитный сердечник, а также с помощью клиновидных шпонок, регулярно расположенных по длине пояса.

Насколько обеспечивается совместность работы разновозрастных бетонов СбМт пояса и как его рассчитывать не известно. Требуется экспериментальные исследования.

В работе стен с узкими простенками антисейсмический пояс наиболее напряжен и представляет собой нераз-

резную балку (рис. 1.24, а÷в и 2.14, а), в которой растянутые и сжатые зоны в пролетных и опорных сечениях противоположно направлены. Это необходимо учитывать, так как рассматриваемая конструкция несимметрична относительно горизонтальной плоскости, что видно на рис. 2.15, а.

В составе внутренних несущих стен с проемами пояс (рис.2.9, б ÷ 2.12, б), в поперечном сечении, загружен с двух сторон симметричной вертикальной нагрузкой, приложенной к опорным полкам сборного элемента (рис. 2.14, в), а через ребро из монолитного элемента передается нагрузка от стен (рис. 2.14, з).

В пролетных сечениях предложенной конструкции пояса (рис. 2.15, а) рабочая продольная арматура расположена в сборном элементе. В этом случае, если нарушение совместной работы сборной и монолитной частей произойдет при нагрузке меньше расчетной разрушающей, то она и определит ее несущую способность, так как растянутая монолитная часть, без рабочей арматуры выключится из работы раньше расчетного момента. А в случае, если совместная работа сборной и монолитной частей будет обеспечена, вплоть до разрушения, то в *пролетных сечениях пояса* растянутая монолитная зона может не армироваться, что экономически *эффективно*.

В опорных сечениях пояса (рис. 2.15, б) преждевременная потеря связи между сборным и монолитным бетоном также обусловит снижение несущей способности кон-

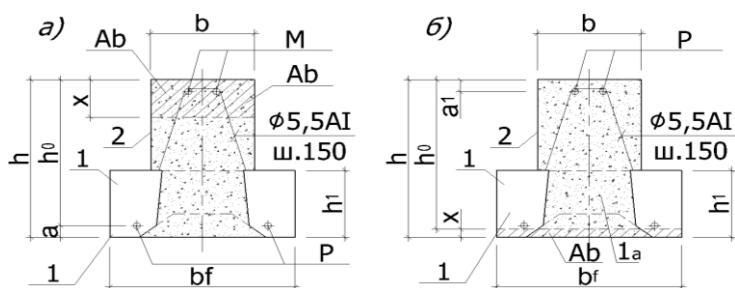


Рис. 2.15. Расчетное сечение *СбМт* пояса внутренних стен в пролете (а) и над опорой (б): 1-опорная ветвьбалка; 1а – ж.б. перемычки, ш.400; 2 - монолитный сердечник; P – растянутая рабочая арматура (2Ø16Ат420); M - монтажная арматура (2Ø5,5А1); A_b - сжатая зона бетона; $h=400$;

$$h_f=170; b_f=350; b=170; a=a'=30 \text{ мм}$$

[разработка автора].

струкции из-за уменьшения расчетной величины плеча ($z=h_0-0,5x$) внутренней пары сил.

Из выше приведенного очевидно, что как в пролетных, так и в опорных сечениях *СбМт* пояса преждевременное нарушение совместной работы сборных и монолитных частей может привести к падению его несущей способности, по сравнению с поясом монолитной конструкции. Насколько значи-

тельным может оказаться это падение, определяющее *эффективность* совместности работы составных элементов, можно выявить только экспериментальным путем.

По всей видимости, в самом начале загрузки, в случае расслоения пояса по плоскостям контакта сборного и монолитного элементов, его несущая способность, в зависимости от схемы приложения нагрузки, будет определяться:

- либо несущей способностью армированного сборного блока;
- либо трещинообразованием монолитного бетона, не содержащего продольной арматуры в растянутой зоне.

Цель эксперимента - выявление расчетной модели *СбМт* поясов и, при необходимости, путей совершенствования их конструкций.

Задачи эксперимента: - выявить обеспечивается ли совместная работа сборного и монолитного элементов, вплоть до стадии разрушения *СбМт* балки;

- выявить влияет ли пригруз сборного элемента плитами перекрытий с нагрузкой на работу *СбМт* балки полного сечения.

2.2.2. Конструкция экспериментальных образцов, технология их изготовления и использованные строительные материалы. В данных исследованиях, учитывая незначительные параметры сборно-монолитных поясов, была возможность провести испытания на натуральных образцах, что позволило исключить «масштабный эффект», искажающий результаты опытов при исследованиях на образцах в масштабе, отличающемся от натуральных изделий. Испытываемая конструкция *СбМт* поясов представлена на *рис. 2.15* и *2.18*.

Основные задачи решались в эксперименте *Э-1*, при испытаниях образцов поясов внутренних несущих стен, выполненных в виде балок без перекрытий. Своего рода контрольный эксперимент *Э-2* проводился с поясами наружных несущих стен в составе с плитами перекрытия, где также выявлялось влияние пригруза сборного элемента на работу *СбМт* конструкции. Методика данных испытаний описана ниже.

Для всех экспериментов сборные балки пояса изготавливались в металлических формах. Для ускорения твердения бетона они подвергались пропарке в камерах. После этого выполнялись монолитные части опытных образцов, которые твердели при естественной температуре 10-15⁰С, не менее 28 суток.

Для проведения эксперимента *Э-1* было изготовлено 4 образца *СбМт* балок внутренних стен длиной $L_0=3,2$ м. Их поперечное сечение показано на *рис. 2.15*. При этом, 2 образца (*А-1* и *А-2*) серии *А*, предназначались для исследования напряженно-деформированного состояния, имеющего место в пролетных сечениях неразрезных многопролетных поясов и содержали рабочую арматуру - 2d16 в растянутой нижней зоне сечения, расположенную в сборных элементах. Другие 2 образца (*Б-1* и *Б-2*) серии *Б*, предназначались для исследования напряженного состояния, имеющего место в опорных сечениях таких поясов и содержали рабочую арматуру - 2Ø16 в растянутой верхней зоне сечения, расположенную в монолитных элементах.

В сжатой зоне образцов серии *А* в их монолитных элементах была установлена монтажная арматура – 2Ø5,5АI, а в образцах серии *Б* она отсутствовала. Во всех образцах серии *А* и *Б* содержалась поперечная арматура Ø5,5АI с шагом 15 см, выпущенная из ветвей сборных элементов в монолитный сердечник. Эти ветви представлялись двумя низкими опорными ветвьбалками ($h_f=170$ мм) для опирания плит перекрытия, соединенные между собой железобетонными перемычками с шагом 400 мм по длине блока, приподнятыми над основанием.

Избранная схема образцов пояса с таким армированием позволила наиболее полно изучить работу бетона сжатых зон балок.

Для проведения эксперимента Э-2 было изготовлено 2 образца балок (B и B_y) серии B длиной $L_b=3,2$ м, для наружных стен с опиранием на них кругло-пустотных плит перекрытия. Их поперечное сечение показано на *рис. 2.18*. При этом образец B содержал в растянутой нижней зоне сечения рабочую арматуру - $2\text{Ø}16$, расположенную в сборном элементе. А усиленный образец B_y , кроме того, содержал еще 2 стержня $\text{Ø}16$ в монолитном элементе (всего - $4\text{Ø}16$ Ат 420 в растянутой зоне).

Такое направление эксперимента Э-2 позволяло:

- выявить предельную нагрузку на сборные балки на 1-м, этапе загрузки;
- выявить влияние предельно-возможного нагружения сборных балок на 1-ом этапе, (до омоноличивания), на несущую способность сборно-монолитной балки полного сечения на 2-ом этапе загрузки (после омоноличивания);
- выявить влияние плит перекрытия и высоких, ограждающих ветвьбалок, на работу $CбМт$ пояса полным сечением (2-й этап), а также влияние мощности его продольного рабочего армирования.

Сборные балки образцов серии B содержали по одной низкой - опорной (высотой $h_f=170$ мм), для плит перекрытия и по одной высокой - ограждающей ветвьбалочке ($h=400$ мм), соединенных между собой железобетонными перемычками с шагом 400 мм по длине блока, приподнятыми над опорой. При этом ограждающие ветви блока дополнительно содержали наклонные шпоночные элементы. Поперечное армирование $\text{Ø}5,5\text{AI}$ выполнено шагом с шагом 10 см и выпущено из обеих ветвьбалок в монолитный сердечник. В монолитной части сжатой зоны $CбМт$ балок была установлена монтажная арматура – $1\text{Ø}5,5\text{AI}$.

Балки армировались цельными стержнями из стали периодического профиля $\text{Ø}16\text{At}420$, ТУ 14-15-298-93, ГОСТ 5781-82* с нормативным временным сопротивлением растяжению $R_{sг}=696$ МПа (6960 кгс/см²), пределом текучести $\sigma_m=579$ МПа и гладкая сталь $\text{Ø}5,5\text{AI}$, ГОСТ 5781-82* с $R_{sг}=430,7$ МПа, Рыбницкого металлургического завода (см. *прилож. 3, П. 3.1*).

Для изготовления бетона опытных балок использовались: щебень известняковых пород карьера Микэуць, Страшенского р-на, фракции 5-20 мм, марки 400, удовлетворяющий требованиям ГОСТ 8267-82*; песок кварцевый карьера Сукляя, Слободзейского р-на, с модулем крупности 2,2, содержанием глинисто-илистых частиц 3%, удовлетворяющий требованием ГОСТ 8736-35; цемент Рыбницкого комбината с активностью при пропаривании 27,3 МПа.

Бетон изготавливался класса по прочности С20, марки по плотности D 2000. Водоцементное соотношение бетона сборных балок принято предельно допустимым при виброуплотнении жесткой смеси - $V/C=0,3-0,43 < 0,5$ [26, с. 11] с целью уменьшения количества воды в порах, для уменьшения усадочности бетона в процессе его твердения и уменьшения сцепление плоского контактного шва (на участках между перемычками и шпонками), для передачи наибольших усилий на шпонки и сквозные перемычки, возникающих в случае расслоения разновозрастных бетонов.

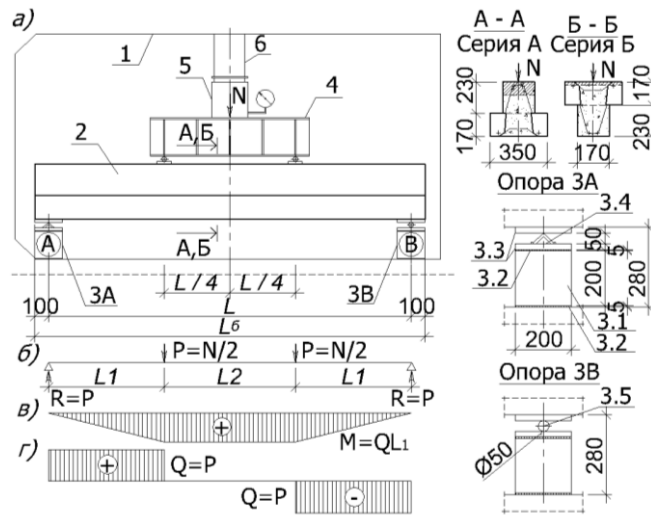


Рис. 2.16. Схема испытания СбМт балок серий А и Б внутренних стен (а), расчетная схема (б) и эпюры M, Q (в, г) без учета собственного веса: 1 - рама испытательного стенда; 2 - СбМт балка; 3А - опора неподвижная; 3В - опора подвижная; 3.1 - бетонная призма (200х200х350 мм); 3.2 - растворный шов (h=5 мм); 3.3 - стальная пластина (h=10 мм); 3.4 - уголок; 3.5 - каток; 4 - траверса на подвижных опорах; 5 - гидравлический домкрат; б - насадка [разработка автора].

расположенных на расстоянии $L_1 = \frac{1}{4} L$ от опор (рис. 2.16).

В эксперименте Э-1 испытывались образцы СбМт балок Т-образного профиля, для внутренних стен (по 2 балки серий А и Б, рис. 2.15) с рабочей продольной арматурой по 2d16 Ат 420, в растянутой зоне.

Образцы серии А (А-1 и А-2, рис. 2.15 а) испытывались в обычном рабочем положении с полкой вниз создавалось напряженное состояние, имеющее место в пролетных сечениях неразрезных многопролетных поясов. Образцы серии Б (Б-1 и Б-2, рис. 2.15) имитировали напряженное состояние опорных сечений таких поясов.

При производстве сборных и монолитных элементов опытных балок изготавливалось необходимое количество (по 3 шт. каждой серии) бетонных кубов (a=150 мм) и призм (150х150х600 мм), которые хранились совместно с балками вплоть до испытаний (см. прил.3, П. 3.2).

2.2.3. Методика экспериментальных исследований.

Для выявления особенностей работы сборно-монолитного пояса для внутренних и наружных стен, проводились два эксперимента (Э-1 и Э-2). Испытания проводились на натуральных образцах длиной $L_b = 3,2$ м на подвижной и неподвижной опорах, расположенных на расстоянии $L = 3$ м друг от друга. Нагрузка N была приложена к траверсе на 2-х катках,

Испытательный стенд представлял собой замкнутую стальную раму (рис. 2.16). На ее нижней балке устанавливались две опоры: - шарнирно-неподвижная и роликовая. На данные опоры укладывалась экспериментальная балка. На ее верхней плоскости выполнялись, из пластин и роликов, две подвижные опоры под стальную траверсу. В соответствии с ГОСТ 8829-85 и рекомендациями [40] расстояние между катками составляло $0,5L$ (где L – расстояние между опорами образца). На траверсу устанавливался домкрат с насадкой (рис. 2.16).

С помощью гидравлического домкрата мощностью 300 кН (30 тс) статическая нагрузка передавалась на балки через траверсу и два катка ступенями величиной около 10 % от расчетного значения разрушающей нагрузки.

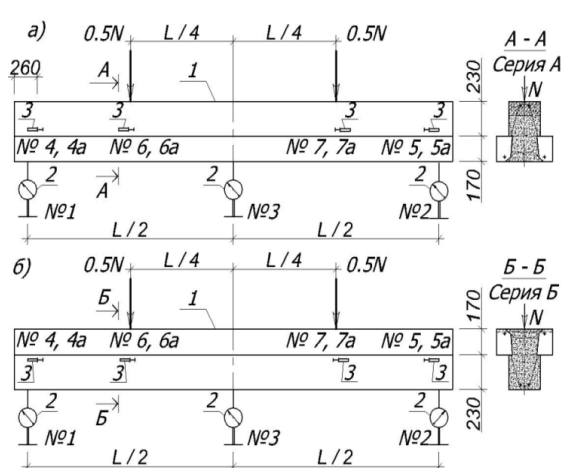


Рис. 2.17. Схема размещения измерительных приборов при испытаниях балок серий А (а) и В (б): 1 - СбМт балка; 2 - прогибомер; 3 – сдвигомер [разработка автора].

После каждого этапа загрузки, проводился визуальный осмотр балки с фиксацией трещин и определением ширины их раскрытия с помощью оптической градуированной трубки. Одновременно осуществлялись инструментальные наблюдения за прогибами балки и сдвигом ее монолитной части относительно сборного элемента (рис. 2.17). Как прогибомеры, так и сдвигомеры были изготовлены на базе индикаторов часового типа с ценой деления $0.01 \div 0.001$ мм.

В эксперименте Э-2 испытывались образцы балок серии В, наружных стен здания с несимметричным поперечным сечением относительно вертикальной оси (рис. 2.18) с опиранием плит перекрытия на опорную (низкую) ветвь балки с эксцентриситетом e . Для их испытания использовались две стальные рамы, удаленные друг от друга на 6,45 м.

Испытаниям подвергалась конструкция, состоящая из двух сборно-монолитных балок, соединенных сборными кругло-пустотными панелями перекрытий. Рабочая арматура, также, как и в эксперименте Э-1, располагалась в растянутой зоне сборных балок. При чем, в балке В, располагались 2d16 в сборном элементе, а в балке В_у дополнительно - 2d16 в монолитном элементе (всего 4d16 Ат420).

Эксперимент Э-2 осуществлялся в две стадии, в следующей последовательности:

- в стадии I - после установки в стенд, сборные балки серии В загружались условной монтажной нагрузкой - настилом из круглопустотных плит (С9-П63-10) с собственной массой $q_1=2,94 \text{ кН/м}^2$ (300 кгс/м^2), по которому укладывались мелкие блоки, создававшие

равномерно-распределенную нагрузку, величиной вызывающей трещинообразование в сборных балках, интенсивностью $q_2=1,13\text{кН/м}^2$ (115кгс/м^2). Суммарная распределенная нагрузка $q=q_1+q_2=4,7\text{кН/м}^2$ (415кгс/м^2), создавала погонную нагрузку на опорные зоны сборного блока, $p=12,68\text{кН/м}$ (1293кгс/м.п.), без их собственного веса при допустимой расчетной, при изгибе, $p=11,53\text{кН/м}$ (1175кгс/м.п.). Превышение составляло $\sim 10\%$;

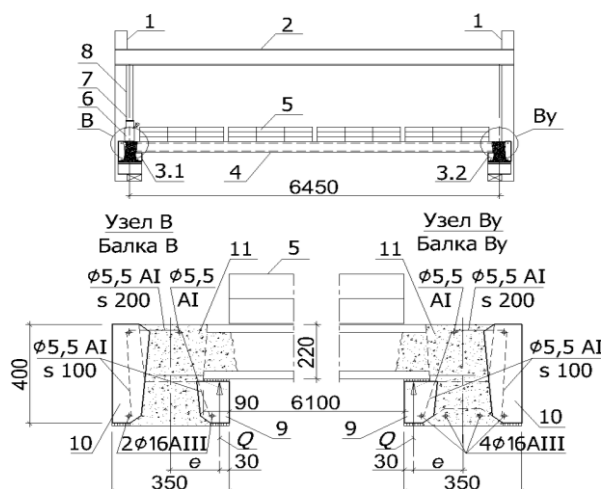


Рис. 2.18. Схема испытания пары *СбМт* балок серии *В*, поясов наружных стен: 1 – рама испытательного стенда; 2 – вспомогательная балка стенда; 3.1 – *СбМт* балка пояса *В*; 3.2 – тоже - *Ву*; 4 – настил из круглопустотных панелей перекрытия; 5 – постоянная нагрузка; 6 – траверса на подвижных опорах; 7 – гидравлический домкрат; 8 – насадка; 9 – опорная ветвьбалка; 10 – ограждающая ветвьбалка; 11 – монолитный сердечник [разработка автора].

- в стадии II, после 5-ти дневной выдержки сборных поясных балок в цеху под монтажной нагрузкой, бетонировались монолитные части экспериментальных балок и спустя 4 недели, после твердения монолитного бетона, настил дополнительно догружался до полезной нагрузки $q_n=3,43\text{кН/м}^2$ (350кгс/м^2). Сумма $q=q_1+q_n=6,38\text{кН/м}^2$ (650кгс/м^2) создавала погонную нагрузку на *СбМт* балки $p=19,72\text{кН/м}$ (2010кгс/м.п.) без их собственного веса.

Далее испытания продолжались отдельно, в начале для *СбМт* балки *В*, а затем - *Ву*, таким же способом, как и при проведении эксперимента Э-1.

2.3. Результаты статических испытаний сборно-монолитных поясов на изгиб.

2.3.1. Результаты испытаний балок. В процессе испытания, по мере увеличения нагрузки, экспериментальные сборно-монолитные балки проходят 3-и стадии напряженно-деформированного состояния (*НДС*).

В стадии I (начальной), до появления первых трещин, составная сборно-монолитная 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 конструкциях не фиксируются.

Границей стадии 1 является достижение в бетоне растянутой зоны балки напряжения равного значению R_{bt} .

В стадии II (эксплуатационной, наиболее продолжительной) с ростом нагрузки на-

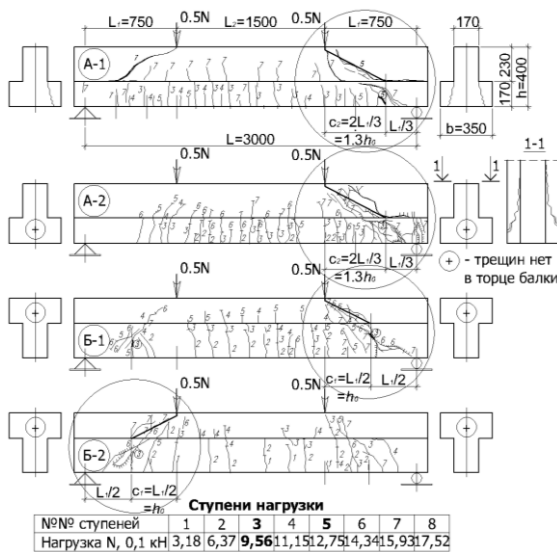


Рис. 2.19. Динамика трещинообразования в испытанных СбМт балках серий А и Б [разработка автора].

пряжение 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. 2.19) с шагом близким к расчетному значению.

В балках серии А и Б первые трещины возникали при нагрузке, составляющей 20-40% от разрушающей. 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

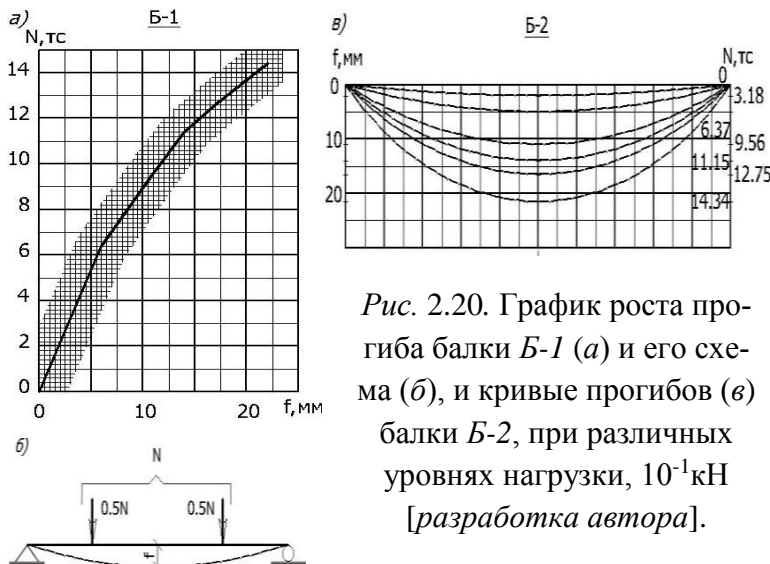


Рис. 2.20. График роста прогиба балки Б-1 (а) и его схема (б), и кривые прогибов (в) балки Б-2, при различных уровнях нагрузки, 10^{-1} кН [разработка автора].

структуре (рис. 2.20). Это подтверждают и графики сдвиговых деформаций по плоскостям контакта сборных и монолитных элементов балок (рис. 2.21).

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 обоих опор (рис. 2.19). С ростом нагрузки интенсивно увеличивалось их раскрытие и продвижение в сжатую зону конструкции.

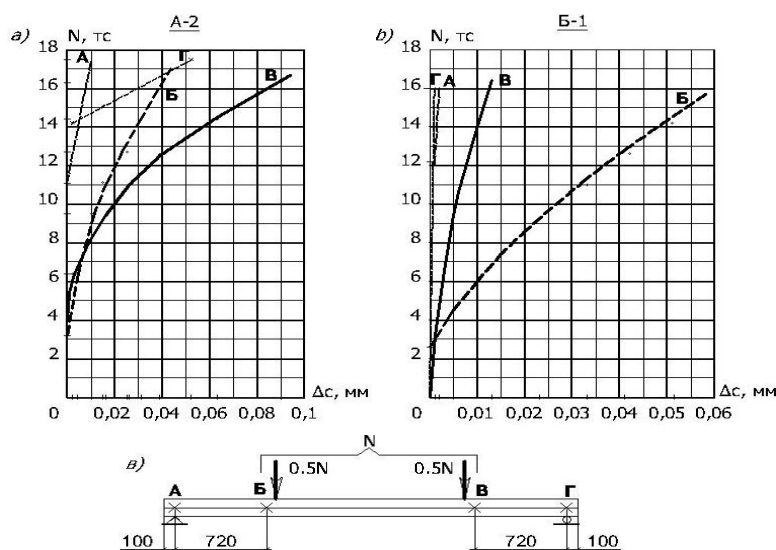


Рис. 2.21. Графики сдвиговых деформаций балок А-2 (а) и Б-1 (б), при различных уровнях нагрузки и схема (в) размещения точек А, Б, В, Г измерения сдвиговых деформаций [разработка автора].

данной конструкции. По всей видимости, изменением соотношения параметров поперечного и продольного армирования можно достичь изменения характера разрушения таких балок.

Анализ совместной работы сборной и монолитной частей образцов балок. При проведении опытов особое внимание уделялось совместности работы сборной и монолитной частей испытываемых балок. Эти наблюдения показали, что в некоторых балках серий А и В, в стадии разрушения имел место срез бетона по контактным поверхностям сборных и монолитных элементов на некоторых концевых участках балок, где касательные напряжения достигали максимума (рис. 2.19, 2.22÷2.24). 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 эти вскрытия, железобетонные перемычки*, соединяющие ветвьбалки сборного блока между собой и проходящие через монолитный бетон, *остались неразрушенными во всех образцах, испытывая только смятие.*

В стадии III (разрушающей) дальнейшее увеличение нагрузки (обычно не большое) сопровождается значительным раскрытием трещин (рис. 2.19, 2.22, 2.23) с резким нарастанием прогибов балок (трудно фиксируемых инструментально). В испытанных балках максимальное раскрытие получили косые трещины, однако из этого не следует, что такой вид разрушения является характерным для сборно-монолитных балок



Рис. 2.22. Балки серий А и Б после испытаний [фото автора].

Из этого следует, что совместность работы сборных и монолитных частей в растянутой зоне балок серий А и В, была нарушена не полностью, а только частично и *проявлялась только в разрушающей стадии III*. Причиной этому послужило традиционно слабое сцепление монолитного бетона со сборным элементом в растянутой зоне на некоторых концевых участках балок.

В балках серии Б, где стык сборного элемента с монолитным располагался в сжатой зоне, совместность была обеспечена полностью до разрушения. Расслоение в этих балках по контактным поверхностям бетонов не обнаружено.

Из рассмотренных выше трех стадий НДС следует **вывод**, что наибольшей продолжительностью характеризуется **стадия II** (при

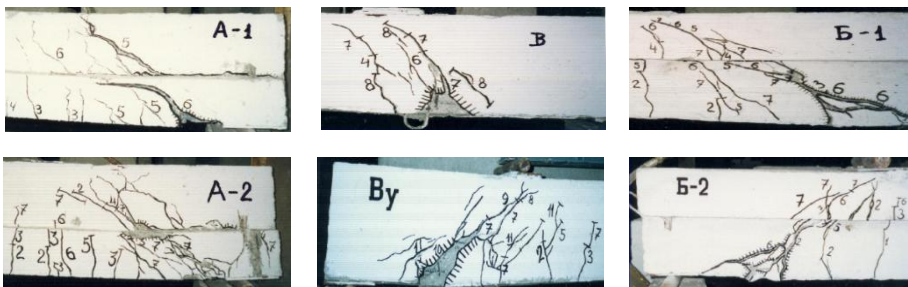


Рис. 2.23. Раздробление бетона при опорных растянутых зонах балок серий А, Б и В, при испытании [фото автора].

нагрузке N , достигающей $55\div 65\%$ разрушающей N_u), которую можно назвать эксплуатационной. В этой стадии совместность работы сборных и

монолитных элементов обеспечивается полностью, конструкция работает как единое целое за счёт механических связей вблизи опор и не зависит от «традиционного среза бетона по плоскому гладкому контакту».

Аналогично вели себя балки **серии В** (эксперимент Э-2) с настилом из плит перекрытия (рис. 2.25) и выдержали нагрузку в 1,5-2 раза больше балки серий А (табл. 2.2), несмотря на то, что поперечное армирование контактного шва уменьшено на 33% и еще до омоноличивания низкая ветвь балки имела приопорные трещины, вызванные нагрузкой превышающей расчетную технологическую. При этом, СбМт образцы серии В содержали наружную ветвь балку (ребро) почти в 2 раза выше, чем внутренние ветвь балки, при чем

поперечная арматура обеих ветвьбалок сборного блока была расположена в 1,5 раза чаще, чем в образцах серии *A*.

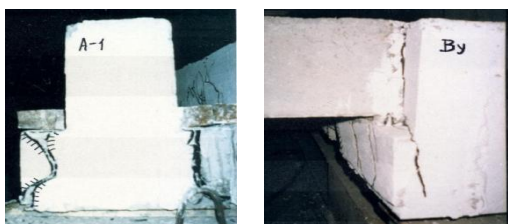
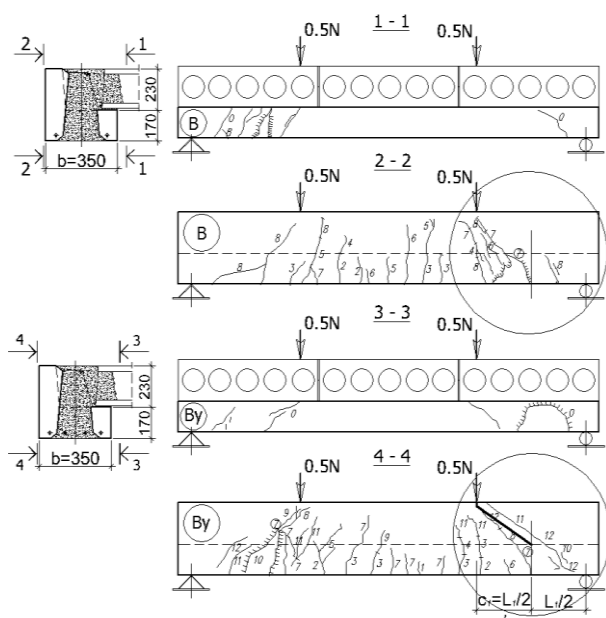


Рис. 2.24. Срез бетона опорных зон балок *A1* и *Bγ* по плоскостям контакта сборных и монолитных элементов после испытаний [фото автора].

Существенное увеличение несущей способности балок серии *B*, объясняется увеличением расчетного плеча ($z=h_0-0,5x$) внутренней пары сил и за счет расширения сжатой зоны бетона, при включении в работу плит перекрытия и ограждающих (высоких) ветвьбалок сборного блока. **На ряду с мощным СбМт ребром положительную роль также сыграли консольные шпонки и поперечное армирование шва.**



0 - трещины, появившиеся от постоянной равномерно распределенной нагрузки на сборный блок, через настил перекрытия, до нагружения сборно-монолитных балок сосредоточенными силами.

		Ступени нагрузки											
№№ ступеней		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Нагрузка N, 0,1 кН		3,12	6,25	9,37	12,5	15,6	18,7	21,9	25,0	28,1	31,2	34,4	37,5

Рис. 2.25. Динамика трещинообразования в балках серии *B*, в процессе испытания [рис. автора].

Особенности поведения сборных балок под нагрузкой в процессе монтажа.

В виду того, что на практике плиты перекрытий монтируются на сборные балки еще до укладки монолитного бетона, когда пояс работает не полным *СбМт* сечением, а только его сборной частью, возникает вопрос: работают ли обе ветви сборной балки под монтажной нагрузкой, приложенной к одной из них? Ответ на этот вопрос вытекает из анализа расчетных данных в табл. 2.1. Они показывают, что при выше приведенной нагрузке, приложенной к опорной ветвьбалке, может наблюдаться двоякий результат. Если поперечные перемычки, соединяющие ветви сборного блока между собой, окажутся не в состоянии обеспечить совместность их работы, то нагруженная ветвьбалка должна разрушиться. Если же, совместная работа ветвей, в данной силовой ситуации, обеспечивается, то в растянутой зоне (вероятнее всего нагруженной ветвьбалки) могут возникать трещины, но при заданном уровне нагрузки в эксперименте несущая способность балки не должна быть исчерпана.

Т а б л и ц а 2.1. Несущая способность сборных поясных балок и усилия, возникающие в них на 1-ом этапе загрузки «монтажной» нагрузкой

Шифр балок	Изгибающий момент в сборной балке с пролетом L , M , кН/м (кгс/м)		Допускаемая несущая способность сечения балки, M_b , кН/м (кгс/м)		$K_p=$	$K_c=$
	при работе их ветвей:					
	раздельной M_p	Совместной M_c	раздельной M_{bp}	совместной M_{bc}	M_{bp}/M_p	M_{bc}/M_c
В	14,84(1513)	15,86(1617)	13,04(1329)	51,31(5230)	0,88	3,234
В _y	14,84(1513)	15,86(1617)	12,91(1316)	51,17(5216)	0,87	3,226

В действительности, такая ситуация имела место в эксперименте Э-2.

При проведении эксперимента Э-2 в стадии I после установки в стенд сборных балок серии В их платформы загружались условной монтажной нагрузкой, вызывающей образование одиночных приопорных трещин, отмеченных цифрой 0 на рис. 2.25, 2.26 и срез по плоскостям контакта панелей перекрытия с ветвьбалками. Очевидно, что вторая, незагруженная ветвьбалка и панели перекрытия не включаются в работу совместно с первой, при ее технологической загрузке. В 1-м этапе загрузки каждая ветвьбалка работает раздельно друг от друга.

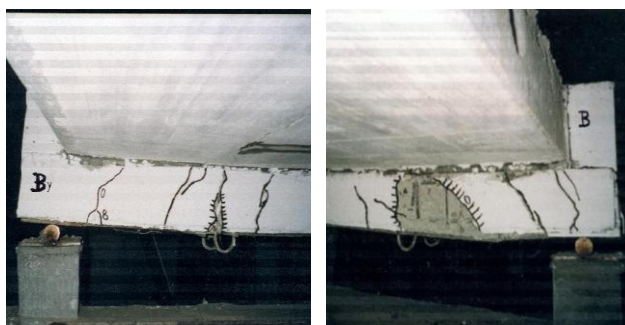


Рис. 2.26. Повреждение ветвьбалок серии В: - 0 - до омоноличивания, на 1-вом этапе загрузки «монтажной» нагрузкой, составляющей около 5% от разрушающей, на 2-ом этапе, при полном нагружении, после омоноличивания [фото автора].

При этом трещины раскрылись на величину 0,58-0,87 мм и прогибы составили $f=9,6-10,0$ мм, что $<|f|=l/150=20$ мм. Конструкция сборной балки соответствует технологическим требованиям. После выполнения монолитной части СбМт балки работали полным сечением. Их прогибы, в процессе твердения монолитного бетона не обнаружены. При увеличении общей нагрузки на балки серии В продолжалось развитие трещин во всех образцах, а также отслоение плит перекрытия от опорных плоскостей. На этой стадии, в эксперименте Э-2 балки серии В вели себя также как одиночные балки в эксперименте Э-1 (рис. 2.25). Предварительный пригруз сборных блоков и трещины в них не снизили несущую способность СбМт балки.

2.3.2. Несущая способность сборно-монолитных балок. Для анализа экспериментальных показателей несущей способности СбМт балок были выполнены расчеты их

прочности по методике рекомендуемой строительными нормами [10, 96, 112, 119]. В расчетах принимались прочностные характеристики бетона и арматурной стали, установленные соответствующими лабораторными испытаниями. Эти расчеты выполнялись для каждой балки с определением несущей способности по изгибающему моменту и по поперечной силе, в двух ситуациях:

а) – при обеспечении совместной работы, под нагрузкой, сборных и монолитных элементов балки вплоть до полного ее разрушения;

б) – при нарушении этой совместной работы, т.е. при расслоении конструкции по контактным поверхностям сборных и монолитных элементов.

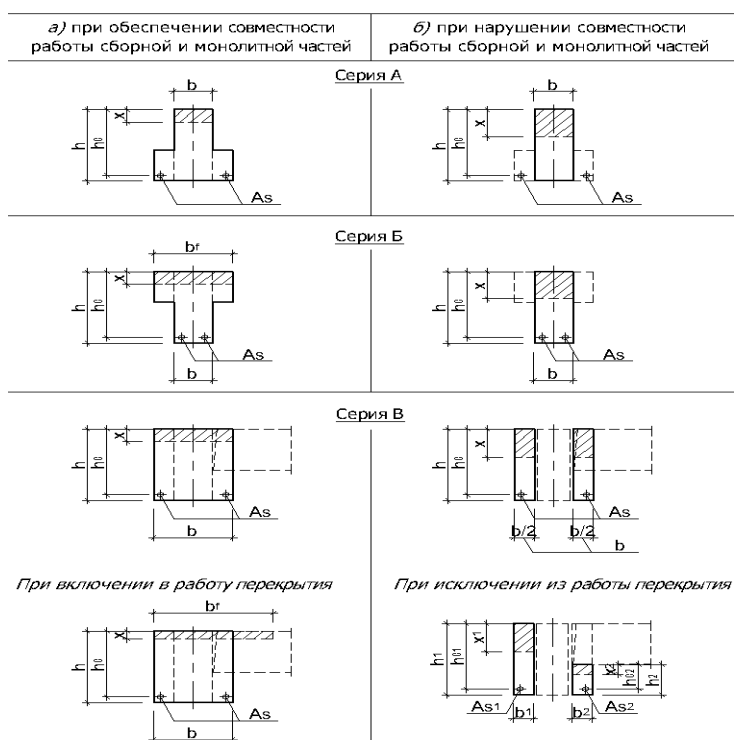


Рис. 2.27. Расчетные модели балок серий А, Б, В при работе их сборных и монолитных элементов под нагрузкой [разработка автора].

Расчетные модели балок формировались исходя из этих обстоятельств (рис. 2.27).

Результаты данных расчетов и соответствующие экспериментальные данные сведены в табл. 2.2.

Исходя из рис. 2.27, в случае потери совместной работы сборных и монолитных частей балок типа А возможно их хрупкое разрушение, так как монолитный сердечник оказывается без рабочей арматуры в растянутой зоне и всю внешнюю нагрузку должны воспринять две боковые ветвьбалки с полезной высотой всего лишь 17 см.

По результатам испытаний балок А-1 и А-2, такая ситуация не имела места в эксперименте Э-1, во всяком случае в полной мере. Хрупкое разрушение не происходило, в эксплуатационной стадии II обеспечивалась полная совместность работы сборных и монолитных элементов. При этом балка А-1 продемонстрировала более высокую несущую способность по изгибающему моменту, по сравнению с расчетным прогнозом. Однако, в разрушающей стадии III на концевых участках обеих балок серии А имел место срез по контактным поверхностям сборных и монолитных элементов (рис. 2.19).

Т а б л и ц а 2.2. Прочностные параметры испытанных балок

Серия балки	Шифр балки	Расчетное значение предельной теоретической (гарантированной) прочности бетона при сжатии- $R_{в}$ / растяжении $R_{вт}$ элемента, МПа:		Расчетное значение предельной теоретической нагрузки при разрушении, $N_{т}$, кН:			Экспериментальное значение нагрузки, $N_{э}$, кН:		Отношение прочностных параметров, $K_{э}$		
		сборного	монолитного	не обеспеченной (монолит)	обеспеченной (СбМт)	от перерезывающей силы (Q), $N_{т2}$	при появлении трещины первой $N_{э1}$ / наклонной $N_{э2}$	при исчерпании несущей способности, $N_{эи}$	по нагрузке от трещин и разрушений $K_{э1} = N_{э1} : N_{эи}$	по нагрузке от изгиб. момента (M) $K_{э2} = N_{эи} : N_{т1, \text{min/max}}$	по нагрузке от перерез. силы (Q) $K_{э3} = N_{эи} : N_{т2}$
<i>I. Полным сечением СбМт балок</i>											
А	А-1	$\frac{22,6}{2,71}$	$\frac{14,9}{1,79}$	-	186,00	371,40	$\frac{95,60}{129,0}$	234,50	0,41	1,24	0,63
	А-2	$\frac{16,2}{1,94}$	$\frac{15,1}{1,81}$	-	190,40	373,50	$\frac{63,70}{96,30}$	175,20	0,36	0,92	0,63
Б	Б-1	$\frac{23,2}{2,78}$	$\frac{15,6}{1,87}$	190,90	198,50	380,56	$\frac{48,00}{90,00}$	156,20	0,31	$\frac{0,82}{0,79}$	0,41
	Б-2	$\frac{16,8}{2,01}$	$\frac{16,20}{1,94}$	192,00	198,00	386,90	$\frac{31,80}{93,75}$	159,30	0,20	$\frac{0,83}{0,80}$	0,41
В	В	$\frac{24,3}{2,91}$	$\frac{21,2}{2,54}$	200,24	263,60	744,80	$\frac{62,50}{219,0}$	344,00	0,20	$\frac{1,72}{1,30}$	0,46
	В _y	$\frac{17,2}{2,06}$	$\frac{21,2}{2,54}$	-	485,60	701,20	$\frac{62,50}{219,0}$	415,00	0,15	0,85	0,59
<i>II. Неполным сечением СбМт балок (только сборным элементом)</i>											
	В	24,3		$q=12,15$ кН/м.п		13,44 кН/м.п				1,11	
	В _y	21,2		$q=11,80$ кН/м.п		13,44 кН/м.п				1,14	

Примечания. 1) Расчетные значения предельной теоретической нагрузки, при разрушении, вычислялись с учетом всех существенных факторов для каждой серии балок, в соответствии с действующими нормами [10, 96].

В сечениях СбМт элементов с арматурой и бетонами разных классов, расчеты прочности производились с учетом прочности расчетного сопротивления этих классов,

согласно пособию по расчету СбМт элементов [122]. Принимались суммарные значения - $R_b A_b = \sum R_{bj} A_{bj}$ и $R_s A_s = \sum R_{sj} A_{sj}$.

При этом:

- в балках серии А учитывался, как обычно сжатый бетон и растянутая арматура;
- в балках серии Б, при расчете изгибающего момента (M), кроме того учитывалась сжатая арматура, а при определении перерезывающей силы (Q) сжатые полки из сборного элемента не учитывались, т.к. при их учете исчерпывающая экспериментальная несущая способность $N_{эи}$ значительно превышает теоретическую $N_{т2}$ от перерезывающей силы - отношение прочностных параметров ($K_{эз}$) уменьшается;

- в балках серии В, при расчете изгибающего момента (M) учитывались сжатые полки от плит перекрытия, сжатая и растянутая арматура, а также технологическая растянутая арматура, расположенная в опорной ветвь-балке, под перекрытием, а при определении перерезывающей силы (Q) свесы сжатых полок плит перекрытия не учитывались.

2) Выявлено:

- экспериментальные значения нагрузки при изгибе (M) балок всех серий, близки к расчетным предельным теоретическим значениям, при разрушении. А от перерезывающей силы (Q) экспериментальные значения значительно ниже теоретических, их соотношение колеблется в пределах $K_{эз} = 0,41 \div 0,63$. Последнее объясняется низким модулем деформаций (E_b) бетонов на карбонатном заполнителе и небольшим поперечным армированием пропорных зон балок. Регулируя их соотношение можно увеличить несущую способность балок по перерезывающей силе (Q);

- эксплуатационная стадия II проявляется при нагрузке $N = (0,55-0,65)N_{эи}$.

При всем этом, как было установлено вскрытием балок после их испытаний, внутренние железобетонные переемычки не были разрушены, т.е. их положительная роль проявилась полностью.

Расчетный анализ балок серии Б показал, что полное нарушение совместной работы их сборных и монолитных частей, в случае выключения сжатой полки из работы, может сопровождаться снижением их несущей способности в пределах 10% (рис. 2.27). Однако, при испытаниях, в стадии разрушения на концевых участках обеих балок серии Б не имел место срез по контактным поверхностям сборных и монолитных элементов, их совместная работа обеспечивалась полностью (рис. 2.19). При этом экспериментальные значения прочности этих балок оказались на 20% ниже расчетных значений. Логичнее всего, это

объясняется не устойчивыми прочностными характеристиками карбонатного бетона и арматуры.

Расчетный прогноз несущей способности балок B и B_y показал, что усиленная балка B_y , содержащая вдвое большее сечение рабочей продольной арматуры, должна была продемонстрировать, при испытаниях в 1,8 раза большую несущую способность. Фактически балка B_y разрушилась при нагрузке близкой к расчетной, а балка B – при нагрузке почти на 30% выше расчетного прогноза. Такое расхождение экспериментального и теоретического значений несущей способности объяснимо, вероятнее всего, не устойчивыми прочностными характеристиками бетона и арматуры. Это подтверждается аналогичным расхождением (32%) в балках $A1$ и $A2$.

Следует отметить, что в этом эксперименте имел место срез бетона по концевым контактными поверхностям балок (рис. 2.24), проявившийся в стадии разрушения, что не привело к какому-либо падению их несущей способности. Объяснение этому факту следует искать в достаточно надежной работе внутренних железобетонных перемычек сборного элемента, которые не претерпели среза даже в стадии разрушения *СбМт* балок, а испытывали только напряжения смятия. Кроме того, положительную роль сыграли клиновидные шпонки и поперечное армирование, выпущенное из ветвьбалок, пронизывающее монолитный сердечник.

2.4. Выводы

1. В результате теоретических исследований и изобретательского поиска разработана новая сборно-монолитная конструкция пояса (р. 2.2, с. 69÷72). Она содержит сборный пустотелый железобетонный блок с двумя ветвьбалками, соединенными между собой перемычками, приподнятыми над основанием и монолитный сердечник, заполняющий пустоты. Сборный блок пояса для внутренних стен содержит две низкие ветвьбалки высотой h , верхняя грань которых служит платформой для опирания перекрытий, а для наружных стен – также одну низкую (h) и другую высокую (H), служащую опалубкой для монолитного бетона.

Отличительной особенностью новой конструкции сборно-монолитного пояса является то, что она **обеспечивает повышение целевой эффективности**, за счёт того, что:

- перемычки между ветвьбалками сборного блока выполнены с регулярно повторяющимся шагом $S=(1÷1,5)H$;

- на внутренних поверхностях ветвьбалок выполнены выпуски поперечной арматуры и клиновидные, противоположно направленные шпоночные выступы, обеспечивающие совместность работы сборного блока с монолитным бетоном;

- армирование ветвьбалок сборного блока выполняется исходя из минимального значения принятого по расчету здания и проверки на монтажную нагрузку, а недостающее армирование $S_{бМт}$ пояса устанавливается до укладки монолитного бетона;

- стыковка сборных блоков выполняется с помощью шпонок и выпусков рабочей арматуры в их торцах. Эти стыки располагаются преимущественно над средней частью простенков, максимально удаленной от часто повреждаемых опорных граней;

- в случае опирания сборных блоков на колонны, в пролетах без стенового заполнения, используется «Опорное устройство на колонны» по изобретению автора [13].

2. Предлагаемая конструкция пояса **обеспечивает опирание монолитного бетона на стены площадью, достигающей $S=70\div 75\%$ общей опорной площади пояса** (при его толщине $B=350\div 400$ мм, соответственно), **что более 60%, минимально требуемых по норме** (р. 2.2, с. 69÷70). Такая плотность контактного шва пояса со стеной достигается за счет обеспечения просвета между ветвями сборного блока шириной $b=B-2t$, где t – толщина опорных граней ветвей.

3. Для изготовления сборного блока пояса, разработано формовочное устройство, содержащее клиновидные, противоположно направленные пустотообразователи (рис. 2.4, с. 65), что **повышает технологичность и функциональные возможности формовки изделия**. Регулируя пустотообразователями, можно создавать, различных размеров, шпонки и перемычки в виде балок, диафрагм, либо пропускать выпуски арматуры, что **также расширяет функциональные возможности сборного блока**.

4. Регулярные внутренние перемычки, между ветвьбалками увеличивают жёсткость сборного блока, что позволяет увеличить его длину до $L\geq 7\div 8$ м. Это **повышает технологичность, скорость монтажа сборных блоков**, за счёт уменьшения количества монтажных операций и их стыков. Создаётся возможность располагать эти стыки сборных блоков, не только реже, а и вдали от краевых напряженных мест простенков, ближе к их середине, что **повышает несущую способность поясов и стен здания**.

5. В результате экспериментальных исследований прочности, деформаций и трещиностойкости выявлено, что сборно-монолитные пояса предложенной конструкции способны воспринимать знакопеременные нагрузки, возникающие в неразрезных ригелях. Они достаточно эффективны. Шпоночно-армированный контакт разновозрастных бетонов обеспечивает их совместную работу вплоть до стадии разрушения, за счет прочной меха-

нической связи составных элементов *СбМт* пояса и прежде всего, за счет работы шпонок-перемычек, расположенных между ветвьбалками сборного блока, пронизывающих монолитный бетон (с. 82). Эти сквозные шпонки-перемычки не претерпели среза даже в разрушающей (*III-й*) стадии сборно-монолитных балок, а испытывали только смятие непосредственно при разрушении. Этому же способствовали противоположно-направленные клиновидные консольные шпоночные элементы, расположенные на внутренних поверхностях ветвьбалок сборного блока и арматурные выпуски.

6. Совместная работа элементов в эксплуатационной (*II-й*) стадии не зависит от «традиционного» среза бетона по плоскостям контакта сборных и монолитных элементов, на концевых участках, где касательные напряжения достигали максимума в растянутом бетоне некоторых балок, не пересекая косую линию между опорой и сосредоточенным грузом, в разрушающей (*III-й*) стадии. В эксплуатационной (*II-й*) стадии сборно-монолитная балка работает как единое целое – монолитное тело, при нагрузке N , составляющей 55÷65% разрушающей N_u , т.е. до появления косых трещин, определяющих предельную несущую способность конструкции (с. 82).

7. Пригруз сборного блока до укладки монолитного бетона не влияет на работу сборно-монолитных балок с полным сечением, после твердения бетона, что подтверждается отсутствием снижения их несущей способности при испытаниях (с. 84). Наоборот, несущая способность балок серии *B*, превысила балки серий *A* в 1.5÷2 раза, за счет включения в работу сжатой полки перекрытия и толстого, высокого *СбМт* ребра с клиновидными, противоположно направленными шпонками, выполненного на всю высоту пояса.

8. Совместная работа ветвей сборного блока на монтажную нагрузку над проемами не обеспечивается, в полной мере, из-за недостаточной жесткости связей между ветвьбалками. Каждую ветвьбалку следует рассчитывать на монтажную нагрузку отдельно.

3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ ПОЯСОВ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ПОДОКОННЫХ ЧАСТЕЙ, ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ, ДЕФОРМИРОВАНИЯ И ПРЕДПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ КЛАДКИ СТЕН

3.1. Программа и методика численных исследований.

3.1.1. Общие данные, цель и задачи численных исследований.

Для определения предельных усилий в *АС* поясах зданий с каменными стенами и их армирования необходимо разработать расчетную модель максимально приближенную к физической модели. Это возможно при численных исследованиях зданий методом конечных элементов с помощью расчетного комплекса *SCAD* [32, 66].

Учет деформирования кладки стен возможен при изменении ее жесткости в характерных конечных элементах, при основном и особом сочетании нагрузок с учетом сейсмического воздействия.

Цель исследований. Разработка методики расчета *АС* поясов зданий с каменными стенами на упругом основании с учетом подоконных частей, трещинообразования, деформирования кладки и разрушения наиболее слабого простенка нижнего этажа, не допуская прогрессирующего обрушения стен, при основном и особом сочетании нагрузки при сейсмическом воздействии 8 баллов.

Задачи исследований. Выявить влияние на *АС* пояса:

- деформирования кладки подоконных частей и опорных зон простенков;
- усиления слабого простенка по всей высоте здания и связи не загруженного пояса в уровне покрытия с ниже лежащим поясом верхнего (5-го) этажа;
- разрушение наиболее слабого простенка первого этажа;
- жесткой и упругой заделки в основании.

3.1.2. Исходные данные для численных исследований.

1. *Естественное основание* с коэффициентами постели $C_1=2 \cdot 10^3$ кН/м³ (200т/м³), $C_2=10^4$ кН/м (10³т/м).

2. *Фундаменты ленточные* из монолитного железобетона. Бетон кл. С20. Арматура кл. А400 (АШ) и А240(АІ).

3. *Стены подвала.* Кладка из бетонных блоков ФС-4 из бетона кл. С7,5 на растворе марки (М) 100. Расчетное сопротивление сжатию кладки $R=R_{т19} \cdot \gamma_c \cdot m_{кр}=3,1 \cdot 1 \cdot 1=3,1$ МПа

(31кгс/см²) [11, п.6.2.2.1-6.2.1.10]. Временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки $R_n=2R=2\cdot3,1=6,2$ МПа. Модуль упругости (начальный модуль деформации) кладки $E_0=\alpha\cdot R_n=1500\cdot6,2=9300$ МПа [11, п.6.2.2.1]. Модуль деформации кладки с учетом коэффициента ползучести (ν) равен $E=(E_0/\nu)\cdot k_n=(9300/2,8)\cdot0,8=2650$ МПа (270000тс/м²), принимаемых в расчетах [11, п. 6.2.2.2-6.2.2.3].

4. Стены выше подвала. Кладка из природных мелких блоков высотой 200-300 мм М35 на растворе М50. Полное расчетное сопротивление сжатию кладки $R=R_{т18}\cdot\gamma_c\cdot m_{кр}=1,0\cdot1\cdot1=1,0$ МПа (100тс/м²), принимаемое в расчетах [11, т.18, п. 6.2.1.4-6.2.1.10]. Временное сопротивление сжатию кладки $R_n=2R=2\cdot1=2,0$ МПа. Модуль упругости (начальный модуль деформации) кладки $E_0=\alpha\cdot R_n=2300\cdot2=4600$ МПа [11, п.6.2.2.1]. Модуль деформации кладки с учетом коэффициента ползучести (ν) равен $E=(E_0/\nu)\cdot k_n=(4600/2,2)\cdot0,8=1670$ МПа, принимаемый в расчетах [11, п.6.2.2.2-6.2.2.3].

5. Ж.б. АС пояса сечением 400х400 мм, усиления слабых простенков (не соответствующих нормам) и простенков последнего (5-го) этажа сечением 150х400 мм из бетона кл. С20, арматуры кл. А400 (АШ) и А240(АІ).

6. Перекрытия сборные железобетонные.

7. Нагрузка на перекрытия и покрытия (в скобках с учетом собственного веса), кгс/м²: а) постоянная нормативная – 120 (420), расчетная – 140 (470); б) длительная нормативная - 150, расчетная - 190; в) кратковременная нормативная - 120, расчетная – 150.

Итого: нормативная – 390 (690), расчетная – 480 (810).

8. Сейсмичность площадки и здания – 8 баллов.

9. Коэффициенты сочетания нагрузок (СНиП 2.01.07-85*). Основное сочетание и особое при сейсмическом воздействии: - постоянная $K=0,91/1,00(0,90)$; - длительная $K=0,83/0,95(0,85)$; - кратковременная $K=0,83/0,9(0,5)$.

10. Коэффициенты к сейсмическим силам (СНиП II-7-81*): $A=0,1$, $K_1=0,25$, $K_2=1,0$, $K_\psi=1,0$; - кроме наклонных сечений, с повторяемостью сейсмике 1, $M_{кр}=1,2\cdot0,85=1,02$, - для наклонных сечений, кроме колонн $M_{кр2}=0,85$, а для наклонных сечений и колонн $M_{кр2}=0,9\cdot0,85=0,765$; - учет бетонирования в вертикальном положении стоек (высота слоя бетонирования более 1,5м) из тяжелого бетона $K=0,85$. Дополнительный коэффициент $K_s=1,15$, учитывающий нелинейную работу слабо армированных СбМм поясов зданий, характеризуемых тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, допускаемый автором, учитывая требования пособия [122, п. 2.6] и результаты экспериментальных исследований (гл. III).

11. Расчетные схемы зданий. Принято 2 типа 3D схем, аналогичных известным существующим 5-ти этажным каменным зданиям с АС поясами (рис. 4.1). В каждом типе зданий детально исследовалась стена по оси А, все простенки которой классифицируются как узкие с соотношением (λ) их высоты H к ширине b больше 1. В расчетной схеме стены по оси А принята нерегулярная разбивка на конечные элементы с выделением подоконных частей и опорных участков наиболее напряженных простенков 1-го и 2-го этажей. Также

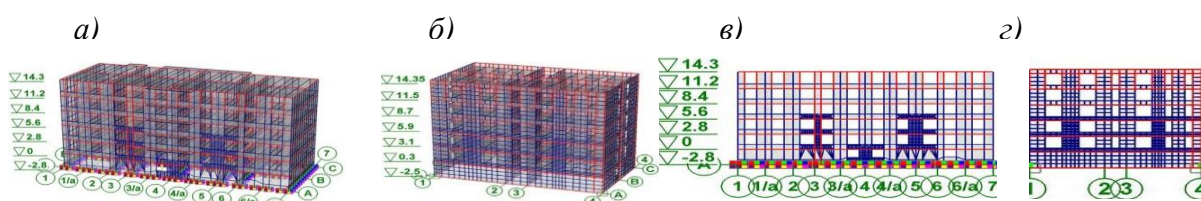


Рис. 3.1. Пространственная модель расчетов МКЭ каменных зданий типов 1 (а) и 2 (б) и детально исследуемые их стены с поясами по оси А (в, з) с учетом деформирования подоконных частей, опорных зон в простенках и их обрушения [рис. автора].

предусмотрено усиливающее ж.б. обрамление сечением 150x400 мм особо узких простенков здания и по всем простенкам 5-го этажа. Последнее связывает недозагруженный пояс в уровне покрытия с пригруженным в уровне перекрытия нижележащего этажа.

3.1.3. Методика проведения численных исследований и их результаты.

В процессе численных исследований МКЭ, с помощью программы SCAD, производились пространственные расчеты 5-ти этажных зданий двух типов каменной конструкции с узкими простенками по продольным наружным стенам, при основном и особом сочетании нагрузок с учетом сейсмического воздействия и упругости основания, которые сопоставлялись с жесткой заделкой (рис. 3.1, а и б). В типе 1, по оси А располагались особо узкие простенки шириной $b_1=0,8\text{м}$, при норме 1,19м, при 8 баллах в каркасно-каменных зданиях [11] и длинные подоконные части – $L>h$, при их высоте h . В типе 2 особо узкие простенки отсутствовали и 50% подоконных частей были короткими, $L<2h$. При этом были приняты следующие допущения:

- кладка на растяжение не работает ($R_t=0$). При появлении растягивающих напряжений (σ_t) появляются трещины ($\sigma_t>R_t$, палитрах /рис. 3.2. и др./ растягивающие напряжения выделены положительным значением);

- сжимающие напряжения $NУ$ в кладке (σ), превышающие сопротивление (R) сжатию провоцируют ее смятие в углах и образование диагональных трещин, зарождающихся в центре простенка ($\sigma>R$, в палитрах /рис. 3.2. и др./ сжимающие напряжения выделены отрицательным значением – т.е. знаком «-»). Они наиболее приемлемы и достаточны для

выявления слабого простенка при расчетах поясов, т.к. значения σ_y (от вертикальной силы P и горизонтальной Q) являются определяющими при трудоемких расчетах по главным растягивающим напряжениям (σ_{cl}), необходимых при расчете прочности простенка по строительным нормам [11].

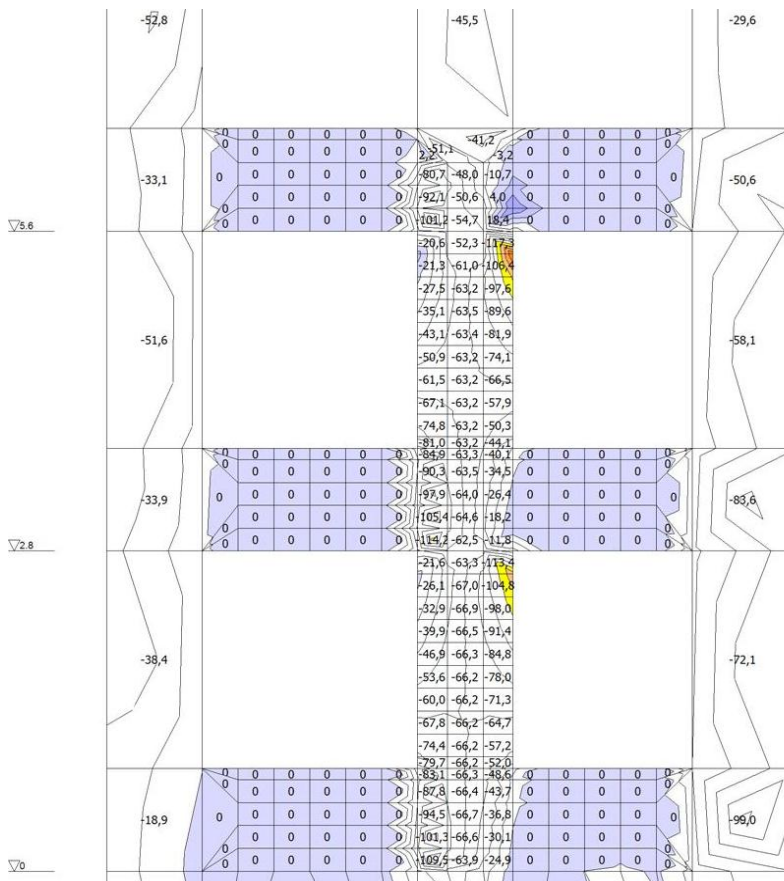


Рис. 3.2. В расчете $Rt1.0_{(30)}$ с защемленным основанием, без учета в работе подоконных частей стен ($E=0$), произошло разрушение простенка, у оси 3, при напряжении сжатия кладки (σ) превышающем ее сопротивление $\sigma > R = -1 \text{ МПа}$ (100 тс/м^2) в приопорных зонах особо узкого простенка шириной $b_1=0,8\text{м}$, где «-» - сжимающие напряжения [рис. автора].

При этом определялись усилия в поясах и их армирование. Изучалось влияние на АС пояса:

- напряженно-деформированное состояние кладки стен;
- деформирование кладки подоконных частей стен и опорных зон простенков;
- усиления особо узкого простенка и связи недогруженного пояса в уровне покрытия с нижележащим, загруженным поясом 5-м этажом;
- жесткого защемления в фундаменте или упругого основания;
- разрушения наиболее напряженного, слабого простенка, предшествующего прогрессирующему обрушению стен здания.

При расчетах выполнялся анализ работы стены по оси А с наиболее напряженными простенками и поясами. Стена по оси А содержала только узкие простенки, что часто встречается на практике. Учитывалась в работе подоконная часть стены с усилениями слабого простенка и 5-го этажа. Методом конечных элементов контролировались напряжения в кладке простенков и подоконных частей стен, сопоставлялись с допустимыми напряжениями на сжатие и растяжение (выявлялись деформации и трещины). Также контролировались период колебаний T и относительные

3.1.3.1. Расчеты зданий типа 1 (серии Rт1) производились в 6-ти вариантах. Первые два расчета (**Rт1.0_(зо)** и **Rт1.1_(зо)**) выполнялись с защемленным основанием, а остальные (**Rт1.1_{yo}** - **Rт1.6_{yo}**) с учетом упругости основания. Кроме того, расчет **Rт1.0_{зо}** выполнялся без учета работы 40% подоконных частей (**бПЧ**) на 1-3 этажах, для чего модуль упругости кладки равнялся нулю ($E_{40\%пч}=0$), учитывался только их вес.

Остальные расчеты выполнялись с подоконной частью (**сПЧ**) по всей ее длине на 1-2 этажах. При этом в **Rт1.2_{yo}** **сПЧ**₀ учитывались только участки подоконной части длиной L_0 испытывающие напряжения сжатия, а остальные участки $L_{02}=L-2L_0$, испытывающие растягивающие напряжения (т.е. трещинообразование) исключались из работы, их модуль упругости равнялся нулю ($E_{уч\ пч\ 102}=0$, рис. 4.6). Также изучалось влияние снижения жесткости простенков до 50% в **Rт1.3_{yo}** и до нуля в опорных частях 18 % простенков в **Rт1.4_{yo}** на 1-2 этажах и 9% простенков на 1-м этаже в **Rт1.6_{yo}**. Кроме всего расчеты **Rт1.5_{yo}** и **Rт1.6_{yo}** выполнялись с усилениями особо узких простенков и простенков 5-го этажа, связывающими недозагруженный пояс в уровне покрытия с нижележащим поясом верхнего этажа.

Результаты расчетов зданий типа 1 (серии Rт1) приведены в прил. 2, табл. П2.1.

Принятые локальные расчетные данные и основные результаты каждого из расчетов серии Rт1.

В расчете **Rт1.0_(зо)** принято жесткое защемление основания и в 40% подоконных частей стен 1-го и 2-го этажей модуль упругости $E=0$, их кладка исключалась из работы на перекос, учитывался только ее вес.

В результате расчета **Rт1.0_(зо)** выявлено, что происходит разрушение особо узкого (не нормативного) простенка шириной $b_I=0,8$ м в уровне 1-3 этажей (рис. 4.2), при этом:

- над 2-м этажом (отм. 5,6 м) возникают растягивающие напряжения $\sigma_t=0,022\div 0,184$ МПа ($2,2\div 18,4$ тс/м²) опорного участка простенка, в пределах высоты подоконной части h , которые в принципе недопустимы для кладки т.к. считается [11, 62, 63], что кладка не работает на растяжение и образуются трещины. Требуется усиление такого слабого простенка;

- в опорных, диагонально-расположенных зонах этого простенка на 1-м и 2-м этажах возникают сжимающие напряжения $\sigma=-1,01\div -1,17$ МПа, превышающие на 1÷17 % расчетное сопротивление кладки $R=1$ МПа (100 тс/м²).

Наряду с перенапряжением на растяжение и сжатие в простенках 1-3-го этажей, наименее загруженные простенки верхнего 5-го этажа испытывают только незначи-

тельные напряжения сжатия $\sigma = -0,05 \div -0,183$ МПа, составляющие всего лишь 5,3-18,3% расчетного сопротивления кладки.

На нижних более загруженных, 1-3-х этажах в $Rt1.0_{(30)}$, в результате перенапряжений сжатия простенков и растяжения в опорных участках кладки, выключения их и простенка $b_1=0,8$ м из работы на перекося, AC пояса наиболее напряжены, а над 5-м этажом, из-за отсутствия пригрузки, они значительно менее напряжены (рис. 3.2, 3.3, прил. 2, табл. П2.1). При этом период колебаний в плоскости стены A (ордината X) при S_x по основным 3-м формам: $T_1=0.333$, $T_2=0.311$, $T_3=0.267$.

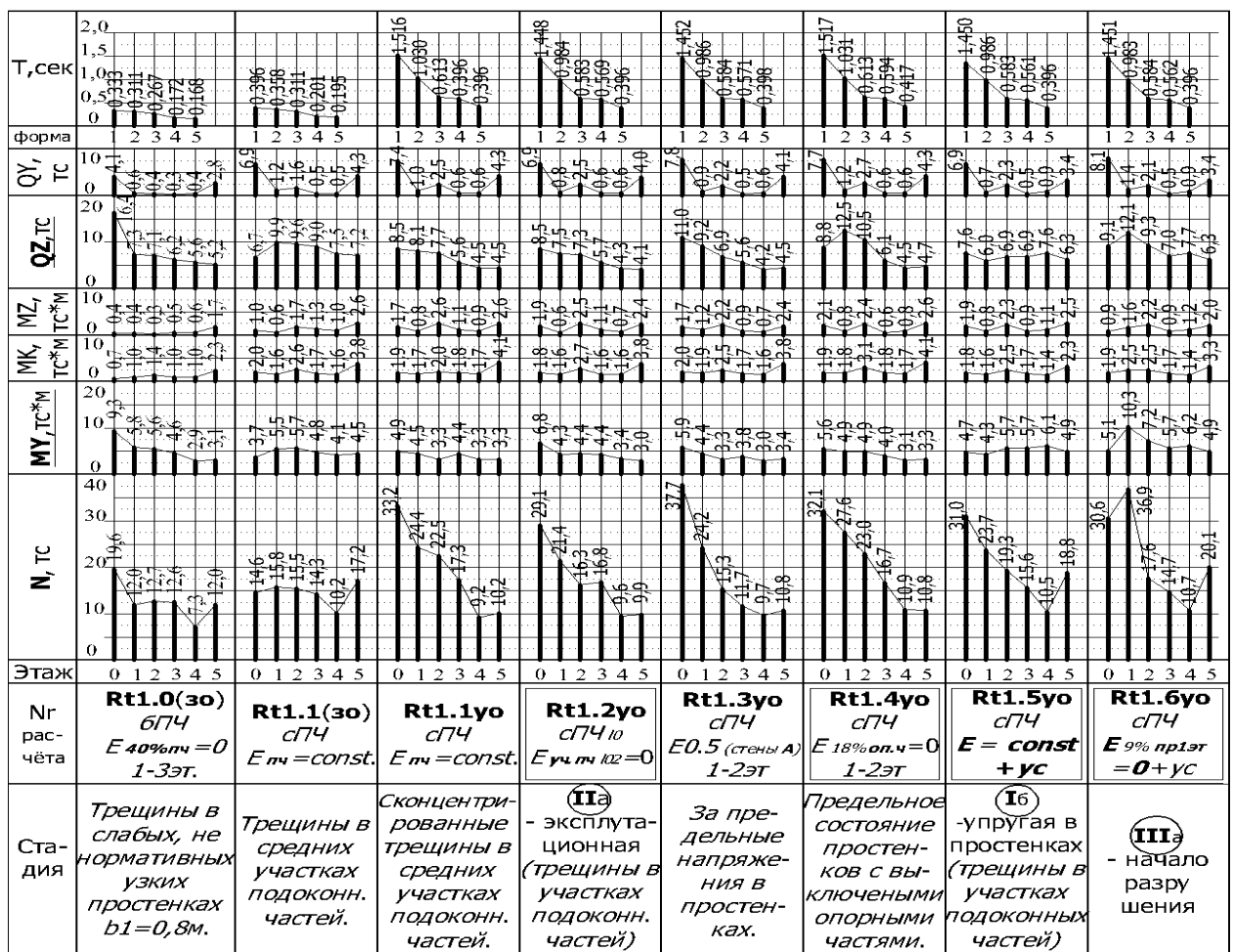


Рис. 3.3. Графики усилий в поясах ($N, Q, 10^{-1}$ кН, $M, 10^{-1}$ кН·м) и периодов колебаний здания ($T, \text{сек}$) в расчетах серии $Rt1$ [рис. автора].

В расчете $Rt1.1_{(30)}$ с заземленным основанием, кроме принятых параметров в $Rt1.0_{(30)}$, учитывалась подоконная часть, модуль упругости всех ее участков принят постоянным ($E = \text{const.}$), такой же величины, как и для всей стены.

В результате расчета $Rt1.1_{(30)}$ (рис. 3.4 и прил. 2, табл. П2.1) выявлено, что характер работы кладки с учетом подоконной части существенно отличается от кладки, где она исключается из расчета $Rt1.0_{(30)}$. В расчете $Rt1.1_{(30)}$ простенки $b_1=0,8$ м и $b_2=1,7$ м испытывали

запредельные сжимающие напряжения σ по всей своей высоте, распространяясь по диагонали. При этом в опорных местах поясов, где учитывалась в работе подоконная часть, сжимающие напряжения в простенках увеличились на 49-69% на 1-м и 2-м этажах по отношению к расчету $Rt1.0_{(30)}$, где подоконная часть не учитывалась. Данные сжимающие напряжения на 1-м этаже в среднем на 10% больше, чем на 2-м, а в более узких простенках - $b_1=0,8\text{м}$ - на 21% больше чем в простенках - $b_2=1,7\text{м}$.

В расчете $Rt1.1_{(30)}$ вверху и внизу подоконных частей длиной L участки $L_0=(1/3)h$ от простенков (угол призмы влияния напряжений $\alpha=15^\circ$) оставались не поврежденными в большинстве случаев, а остальные $L_0=L-2L_0$, расположенные в средней части подоконников испытывали растягивающие σ_t напряжения, вызывающие их разрушение (рис. 3.4).

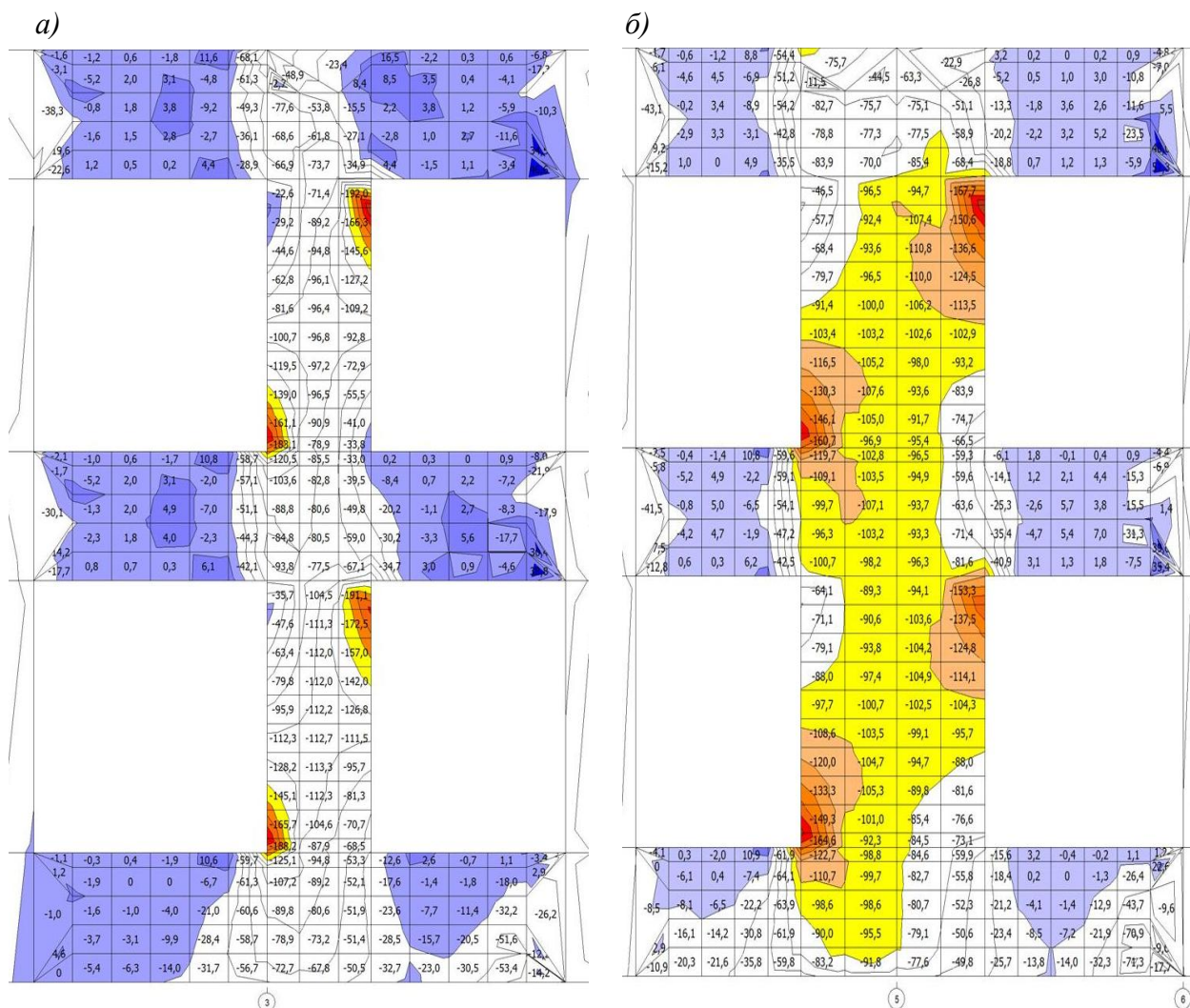


Рис. 3.4. Разрушение по диагонали, при сжатии $\sigma > R = -1\text{МПа}$ (100 тс/м^2) простенков шириной $b_1=0,8\text{м}$ (а) и $b_2=1,7\text{м}$ (б) и при растяжении средних подоконных участков на 1-м и 2-м этажах, в расчете $Rt1.1_{(30)}$ с жестким защемлением основания, где «-» - сжимающие напряжениями и наоборот положительное значение – растягивающие [рис. автора].

В середине высоты h подоконной части неповрежденные участки расширились до величины $L_0 \approx (2/3)h$. У более широкого простенка – b_2 (рис. 3.4, б) не поврежденный подоконный участок над 2-м этажом увеличился до $L_0 = (2/3)h$ ($\alpha = 30^\circ$), при этом остальные подоконные части менее повреждены, чем у более узкого простенка – b_1 .

В результате, в расчете $RtI.I_{(30)}$ включение подоконной части стен в работу (в отличие от $RtI.I_{(30)}$, где она не учитывалась в работе) более точно отражается работа поясов и увеличивается:

- продольная сила N на 31; 22; 43 % над 1-м; 2-м и 5-м этажами, соответственно;
- изгибающий момент в плоскости стены MY – на X; X; 45%;
- перерезывающая сила в плоскости стены QZ - на 36; 35; 38%;
- продольное нижнее армирование $AS1$ на 31; 19; 38 %, верхнее – $AS2$ на 63; 24; 58% и поперечное $Asw1$ на 33; 46; 67%.

- период колебаний зданий в среднем на 15–19 %, что менее 30%, предотвращающих образование пластических шарниров (см. гл. I);

В расчете $RtI.I_{yo}$ принято упругое основание (в отличие от – $RtI.I_{(30)}$) и учитывается подоконная часть ($E = \text{const.}$), также, как и в расчете $RtI.I_{(30)}$.

Расчет $RtI.I_{yo}$ с упругим основанием (рис. 3.5, прил. 2, табл. П2.1) пользуется преимуществом, по сравнению с расчетом $RtI.I_{(30)}$ с жестким защемлением, так как:

- участки подоконных частей стен с растягивающими напряжениями σ_t уменьшились со сдвигом к средней их части по длине, а в простенках σ_t отсутствовали;
- сжимающие напряжения в простенках уменьшились в среднем на 20%;
- увеличился период колебаний T здания с упругим основанием в 1,97–3,83 раза (по 3-м основным формам колебаний), что приводит к уменьшению сейсмической нагрузки;

В результате учета поврежденных участков подоконных частей происходит, в основном, снижение продольного армирования $AS1$ и $AS2$ поясов (прил. 2, табл. П2.1).

В расчете $RtI.2yo$ (рис. 3.6 и прил. 2, табл. П2.1), учитывались трещины в участках подоконных частей ($E_{уч.нч102} = 0$).

В результате расчетная схема **$RtI.2yo$** достаточно точно отражает НДС стен здания и усилия AC поясов (эксплуатационная стадия IIa), по сравнению с $RtI.I_{(30)}$ с защемленным основанием. Рассматриваемый особо узкий простенок $b_1 = 0,8$ м испытывает сжимающие напряжения σ , превышающие расчетное сопротивление кладки R , что свидетельствует о необходимости его усиления.

В расчете *Rt1.3yo* с упругим основанием уменьшена жесткость стены 1-го и 2-го этажей на 50% (рис. 3.3), учитывающая их повреждения, что привело к увеличению верхнего армирования поясов на 35 и 11% над 1-м и 2-м этажами, соответственно.

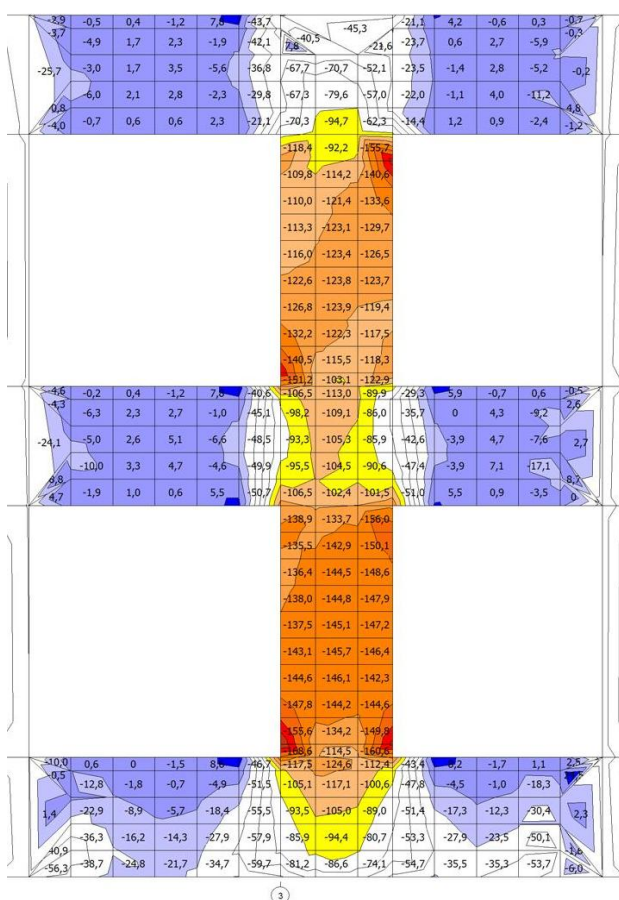


Рис. 3.5. Оправданное уменьшение напряжений $\sigma, 10^{-2}$ МПа, в кладке стен при учете упругости основания в расчете *Rt1.1yo* [рис. автора].

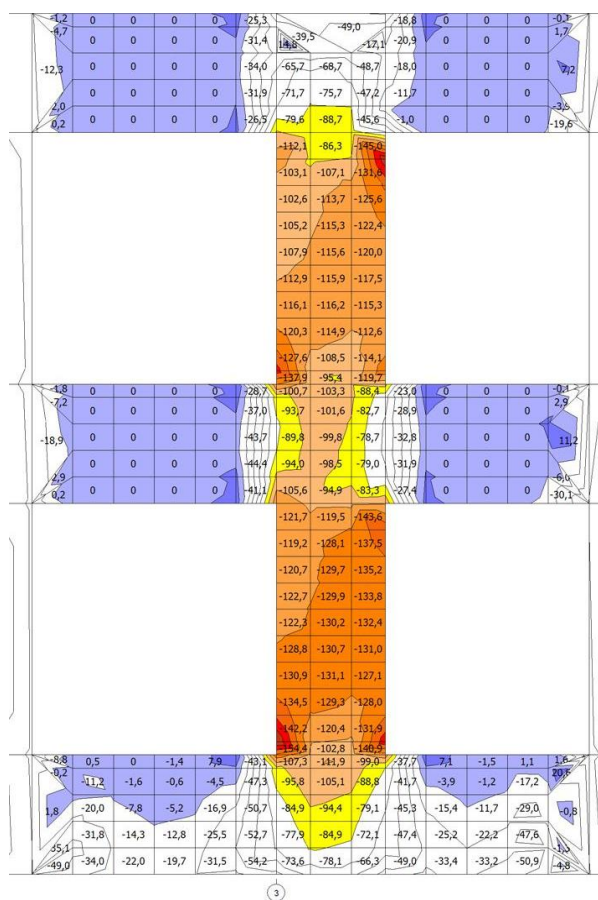


Рис. 3.6. Неоправданное уменьшение напряжений $\sigma, 10^{-2}$ МПа, в кладке при исключении из работы средних участков подоконных частей в расчете *Rt1.2yo* [рис. автора].

В расчете *Rt1.4yo* учтено раскрытие трещин и смятие в опорных зонах 2-х (18%) простенков 1-го и 2-го этажей. Принят модуль упругости этих опорных зон $E_{on}=0$.

В результате расчета *Rt1.4yo*, по сравнению с расчетом *Rt1.1yo*, в АС поясах увеличилось нижнее армирование *AS1*, в среднем на 23% и верхнее *AS2* на 59% над 2-м этажом, и поперечное *Asw1* на 69% над 1-м. При этом период колебаний существенно не изменился, а изгибающий момент *M_y* увеличился на 48% над 2-м этажом, поперечная сила *Q_Z* увеличилась на 54% над 1-м этажом (рис. 3.3 и прил. 2, табл. П2.1). Исключение из расчета опорных зон в простенках приводит к увеличению расчетных пролетов поясов.

В расчете *Rt1.5yo* учтены усиления особо узкого простенка - $b_l=0,8m$ и верхнего - 5-го этажа с ж.б. стойками в торцах простенков, связывающими верхний пояс с нижним (рис. 3.7, приложение П2.1), при постоянном модуле упругости всей кладки здания.

В результате, усиления повысили несущую способность здания и позволили:

- снизить сжимающие напряжения $N\Upsilon$ на 50-70% в усиленном простенке $b_1=0,8\text{м}$, а в не усиленном - $b_2=1,7\text{м}$ на 9-14%, на 1-м и 2-м этажах;

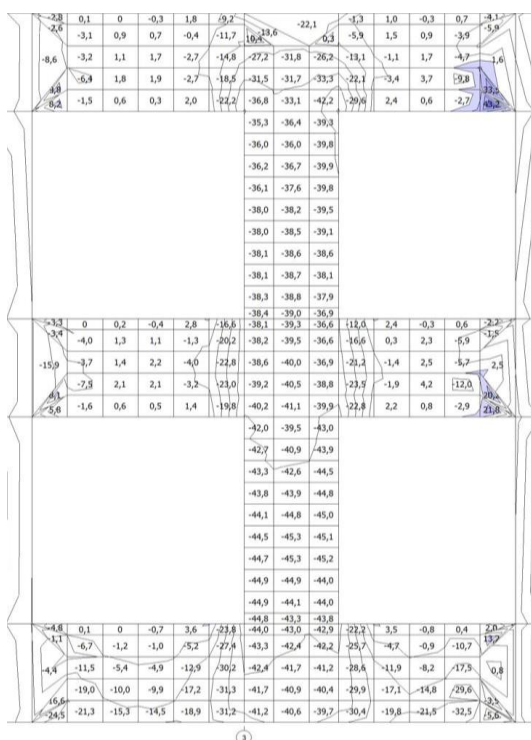


Рис. 3.7. Существенное снижение напряжений σ , 10^2 МПа, в кладке с усиленным простенком $b_1=0,8\text{м}$ в $Rt1.5_{yo}$ (стадия 1б) [рис. автора].

на 75% и составило 7d16АШ, в отличие от 4d16АШ в расчетах $Rt1.1$ и $Rt1.1_{yo}$. В свою очередь поперечное армирование увеличилось на 21% и достигло над 1-м и 2-м этажами $A_{sw1}=2,3\text{ см}^2$ (5d8AI/2,51 см^2 , шагом 100 мм), вместо $A_{sw1}=1,9\text{ см}^2$ в расчетах $Rt1.1_{(30)}$ и $Rt1.1_{yo}$.

3.1.3.2. Расчеты серии $Rt2$ зданий типа 2 производились в 6-ти вариантах, аналогично серии $Rt1$ они являются контрольными и уточняющими серию $Rt1$. Все варианты серии $Rt2$ выполнялись:

- с упругим основанием (y_0); - с подоконными частями (СПЧ); - с ж.б. усилением особо узкого (не нормативного) простенка ($b_1=0,8\text{м}$); - с ж.б. связями верхнего пояса, расположенного в уровне покрытия с нижним поясом в уровне перекрытия, выполненными в виде усиления в торцах простенков 5-го (верхнего) этажа.

Отличительными параметрами вариантов были модули упругости ($E=0$) наиболее напряженных, особых участков в подоконных частях и простенках.

- снизить поперечное армирование в АС поясе 5-го этажа на 9%, крутящий момент $M\Upsilon$ на 20% и перерезывающую силу, из плоскости, $Q\Upsilon$ на 21%. При этом период колебаний T здания снизился на 5% (рис. 3.3 и прил. 2, табл. П2.1). В подоконных частях появляются растягивающие напряжения кладки (σ_t), вызывающие трещинообразование (стадия 1б).

В расчете $Rt1.6_{yo}$ исключен из работы наиболее напряженный простенок на 1-м этаже, его модуль упругости принят $E_1=0$.

В результате расчета $Rt1.6_{yo}$ определены усилия и подобрано армирование АС поясов с учетом обрушения простенка, упреждая хрупкое, прогрессирующее разрушение здания. При этом нижнее продольное армирование поясов АС1 увеличилось на 25% и составило 5d16АШ, а верхнее

Результаты расчетов зданий типа 2 (серии Rt2) сведены в таблицу (см. прил. 2, табл. П2.1).

Принятые локальные расчетные данные и основные результаты каждого из расчетов серии Rt2.

В расчете Rt2.1, служащем эталоном для сравнения, кроме выше отмеченного в общих данных, модуль упругости кладки простенков и подоконных частей принимался постоянной величины ($E=\text{const.}$).

В результате расчетов напряжения сжатия в простенках были близки к допустимым, растягивающие напряжения (трещины) в них отсутствовали. Очевидно, что в расчете Rt2.1 кладка простенков работает в упругой стадии (Iб). При этом в среднем участке подоконных частей длиной $L_{02}=L-2L_0$ появились растягивающие напряжения σ_t , свидетельствующие о трещинообразовании в них (рис. 3.8 и прил. 2, табл. П2.1). Здесь длина всей подоконной части $L \geq 2h$, h -ее высота L_0 – неповрежденная часть подоконника.

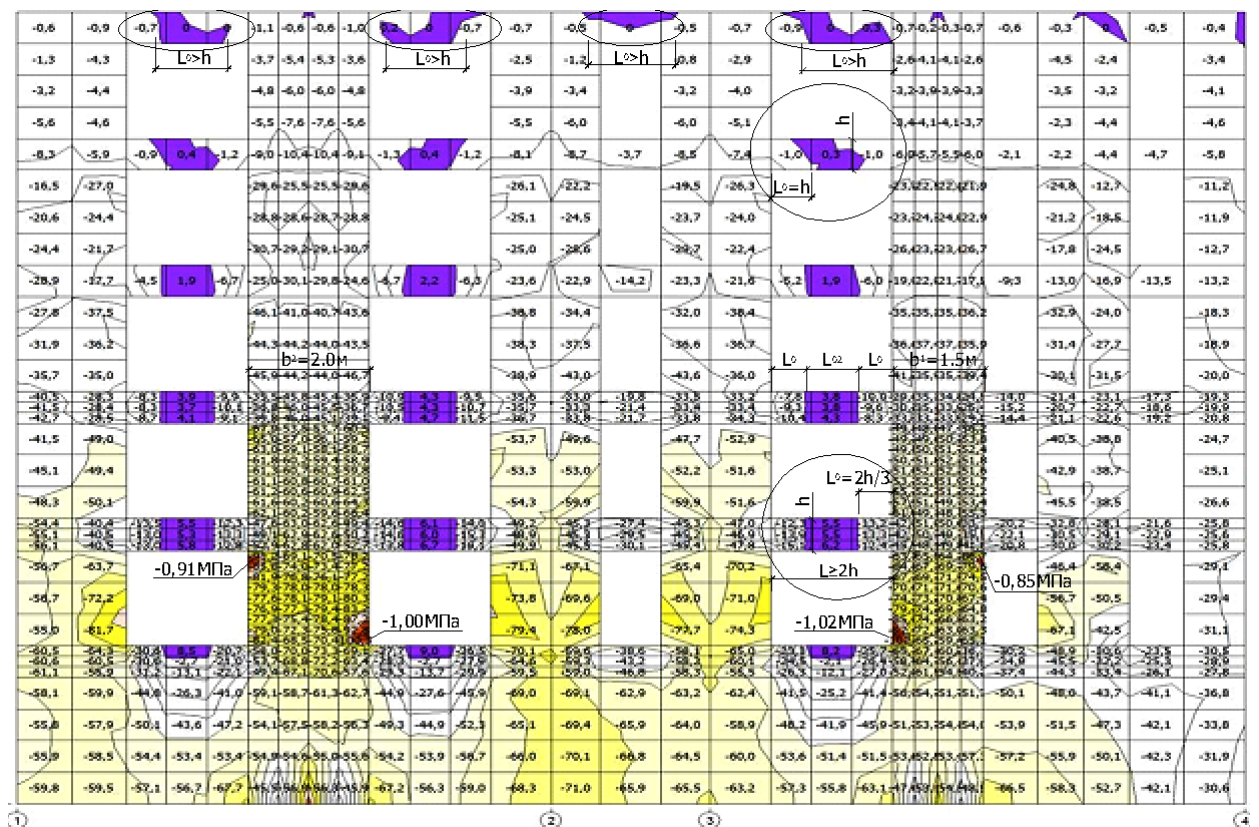


Рис. 3.8. Напряжения сжатия $\sigma/10^{-2}$ МПа (тс/м²) в простенках предельно допустимы, максимальные внизу простенка $b_1/\sigma=1,02$ МПа при $R=1$ МПа/, в среднем участке подоконных частей (L_{02}) появились растягивающие напряжения $\sigma_t > 0$, свидетельствующие о трещинообразовании кладки в эталоне Rt2.1_{yo} (стадия Iб, упругая) [рис. автора].

В расчете *Rt2.2*, кроме отмеченного в *Rt2.1*, в наиболее напряженных 2-х (28%) простенках на 1-м и 2-м этажах, опорные участки принимались с модулем упругости $E_{on}=0$, моделирующем трещинообразование (рис. 3.9 и прил. 2, табл. П2.1).

В итоге расчета *Rt2.2* в поясах изгибающий момент MU , на 1-м и 2-м этажах в 2 раза больше по сравнению с эталонным расчетом *Rt2.1*, а поперечная сила в 1,5 и 2,3 раза, соответственно, что свидетельствует о необходимости учета трещинообразования опорных зон в простенках, увеличивающего расчетные пролеты поясов.

В расчете *Rt2.3* в наиболее напряженном простенке на 1-м этаже принимался мо-

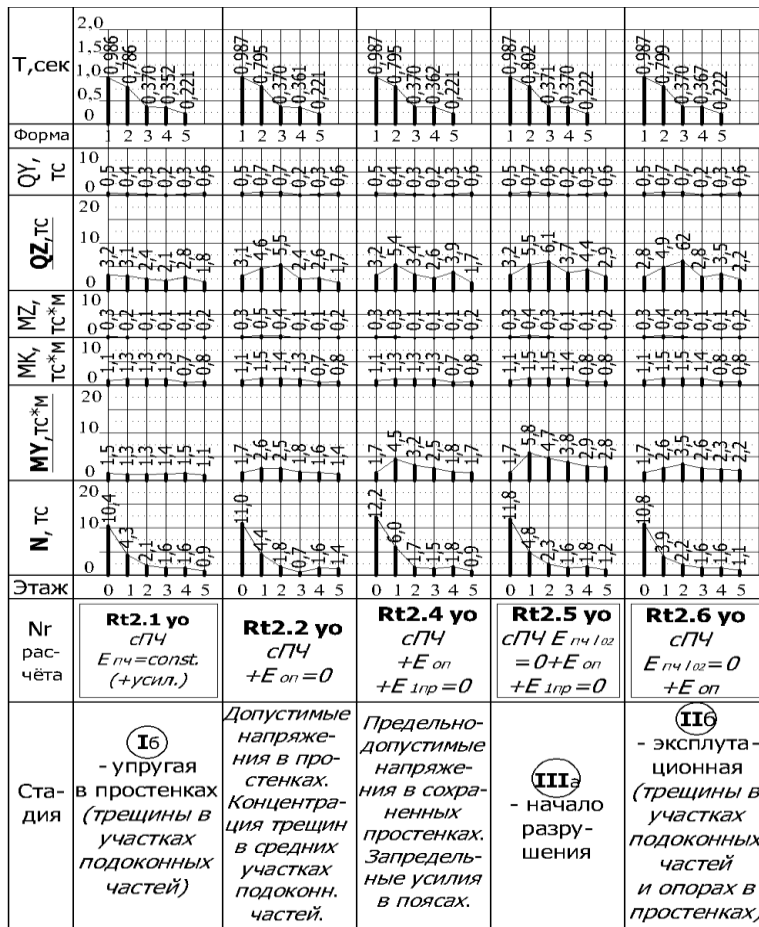


Рис. 3.9. Графики усилий в поясах ($N, Q, 10^{-1}кН, M, 10^{-1}кН \cdot м$) и периодов колебаний здания ($T, сек$) в расчетах серии *Rt2* [рис. автора].

дуть упругости всего простенка $E_{1np}=0$, моделирующий его разрушение (прил. 2, табл. П2.2).

В расчете *Rt2.4*, кроме $E_{1np}=0$, принятого в *Rt2.3*, опорные участки в простенках исключались из работы ($E_{on}=0$, как и в *Rt2.2*), моделировалось разрушение простенков совместно с трещинообразованием опорных участков.

В результате, в расчетах *Rt2.3* и *Rt2.4*, на 1-м и 2-м этажах усилия в поясах увеличились в среднем: - изгибающий момент MU в 3 раза и - перерезывающая сила QZ в 4 раза (рис. 3.9 и прил. 2, табл. П2.2).

В расчете *Rt2.5* исключались из работы подоконные части длиной L , высотой h повреждаемые участки $L_{02}=L-2L_0$ и опорные участки в 2-х (28%) наиболее напряженных простенках 1-го и 2-го этажей, а также максимально напряженный простенок 1-го этажа ($E_{1np}=0$). В результате расчета *Rt2.5*, на 1-м и 2-м этажах усилия в поясах увеличились, по сравнению с эталоном *Rt2.1*, в среднем: - изгибающий момент MU в 4 раза, - перерезывающая сила QZ в 2 раза (рис. 3.9, 3.10 и прил. 2, табл. П2.2).

В целом в расчете **Rt2.5** армирование поясов наибольшее из всех расчетов. Нижнее 5d14AIII, а верхнее 6d14AIII, в то время как в эталонном расчете **Rt2.1** 3d14AIII, а в расчете **Rt2.6** и других 4d14AIII с учетом пространственной работы здания. При всех вариантах расчетов поперечное армирование не превышает 2d8AI/1,0 см², шагом 100 мм.

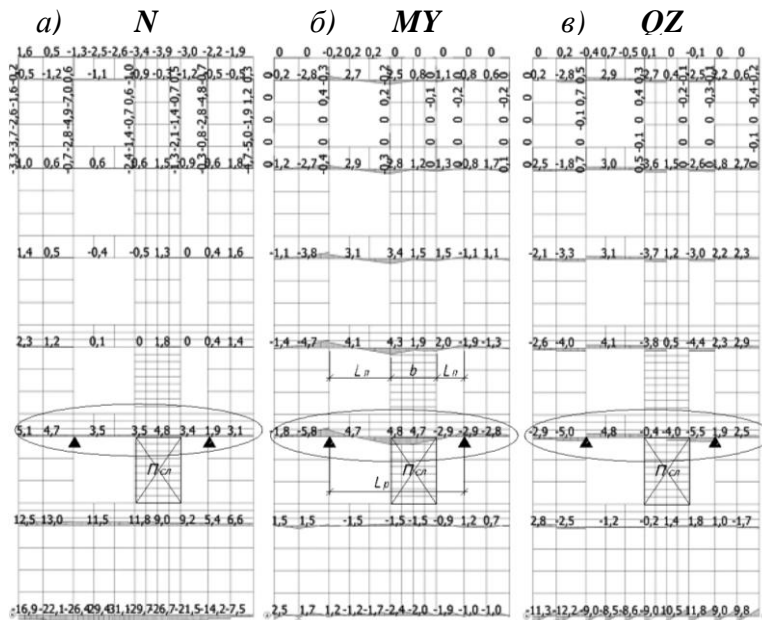


Рис. 3.10. Усилия в поясах, в расчете **Rt2.5** с учетом разрушения наиболее слабого простенка $\Pi_{сн}$ на 1-м этаже (стадия – IIIа): а) – продольная сила N , 10^{-1} кН; б) – изгибающие моменты MY , 10^{-1} кН · м; в) – перерезывающая сила QZ , 10^{-1} кН [рис. автора].

прошению смежных простенков здания (рис. 3.11).

В расчете **Rt2.6** исключены из работы повреждаемые участки L_{02} подоконных частей ($E_{i02}=0$) и опорные участки в простенках ($E_{on}=0$), не допуская обрушения простенка, принятого в **Rt2.5**. В результате расчета **Rt2.6** напряжения в кладке предельные. В простенке $b_1=1,5$ м $\sigma_{max}=0,99$ МПа на 1-м этаже, а $b_2=2$ м $\sigma_{max}=1,28$ МПа, превышают на 28% расчетное сопротивление кладки $R=1$ МПа, но меньше временного сопротивления сжатию кладки $R_u=2$ МПа. При этом усилия в поясах увеличились, по сравнению с **Rt2.1** – MY и QZ в 2 раза, а по сравнению с **Rt2.5** уменьшился MY в 2 раза, а QZ равны (рис. 3.9, 3.12, 3.13 и прил. 2, табл. П 2.2). В расчете **Rt2.6** проявляется предельно эксплуатационная, предшествующая прогрессирующему обрушению кладки (предразрушающая) стадия IIб.

3.2. Анализ пространственных расчетов зданий методом конечных элементов.

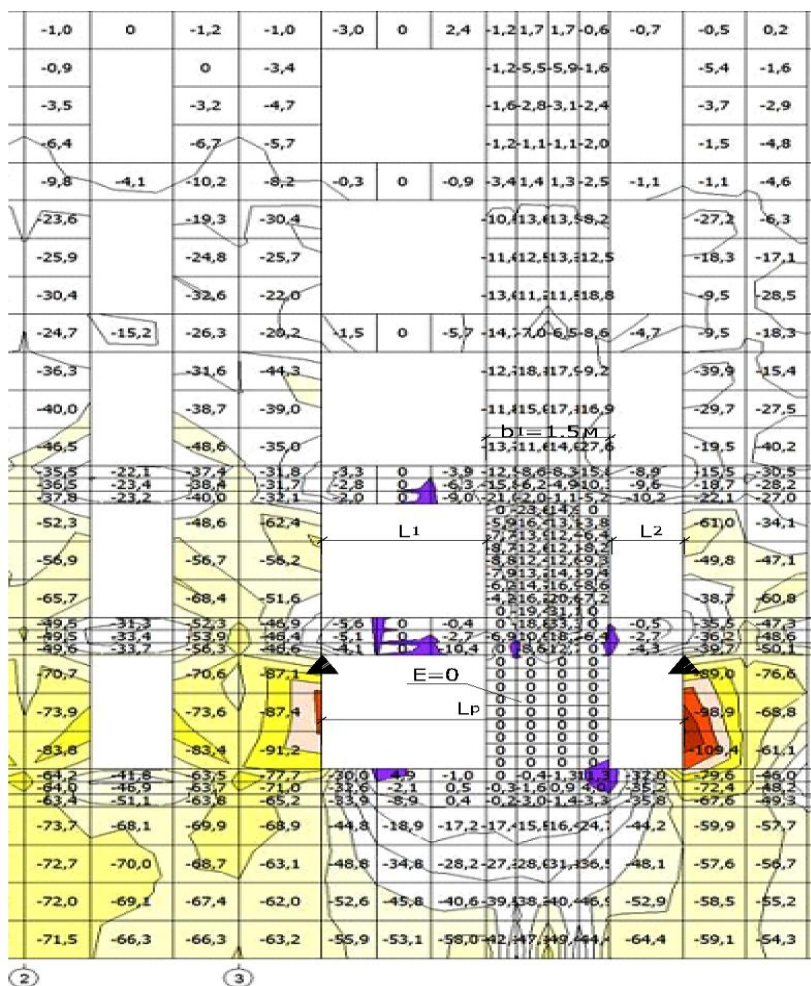
АС пояса работают с кладкой стен, совместно испытывая 3 основные стадии НДС.

В **Rt2.5** пояс, над исключенным из работы (разрушенным) простенком, «зависает» и опирается на смежные простенки. Расчетный пролет пояса увеличивается в 2 с лишним раза. Смежные простенки испытывают напряжения сжатия σ практически в пределах расчетного сопротивления кладки.

В расчете **Rt2.5** проявляется предразрушающая стадия здания IIIа - обрушение наиболее напряженного простенка 1-го этажа ($EI_{np}=0$, $\sigma=0$) предшествует прогрессирующему об-

В стадии Ia (начальной статической) до появления первых трещин в подоконных частях и в простенках, кладка стен и пояса ведут себя как изотропное тело, испытывая упругие деформации. При этом, модуль упругости постоянный ($E=const.$) для всей кладки, включая подоконные и опорные участки. Растягивающие напряжения σ_t в кладке не обнаруживаются, т.е. трещины в конструкциях не фиксируются.

В стадии Ib (начальной) с появлением трещин в подоконных частях, до появления первых трещин в нормальных (соответствующих нормам) простенках кладка и пояса



ведут себя как изотропное тело, испытывая упругие деформации. Эти простенки испытывают сжимающие напряжения (σ) не превышающие допустимое расчетное сопротивление кладки (R). При этом в подоконных частях стен возникают растягивающие напряжения кладки (σ_t), свидетельствующие о трещинообразовании в них. Такие трещины появляются, в первую очередь на 1-м и 2-м этажах, в подоконных частях длиной L больше удвоенной их высоты h , преимущественно в средних участках $L_{02}=L-2L_0$, в которых модуль упругости кладки стремится к нулю (в дальнейших расчетах принимается $E_{пч102}=0$, см. **Rt1.1** и **Rt1.5**).

Рис. 3.11. Напряжения сжатия в кладке стен $\sigma, 10^{-2}$ МПа ($тс/м^2$) допустимы в расчете **Rt2.5_ю**, выполненном при учете разрушения простенка 1-го этажа, повреждений участков подоконных частей и опорных участков в простенках (стадия **IIIa**, предразрушающая) / $\sigma \leq 1,09$ МПа при $R=1$ МПа и $R_u=2$ МПа / [рис. автора].

В особо узких (не нормативных) простенках возникают растягивающие напряжения (σ_t) в опорной зоне, на больших участках образуются трещины в кладке в пределах

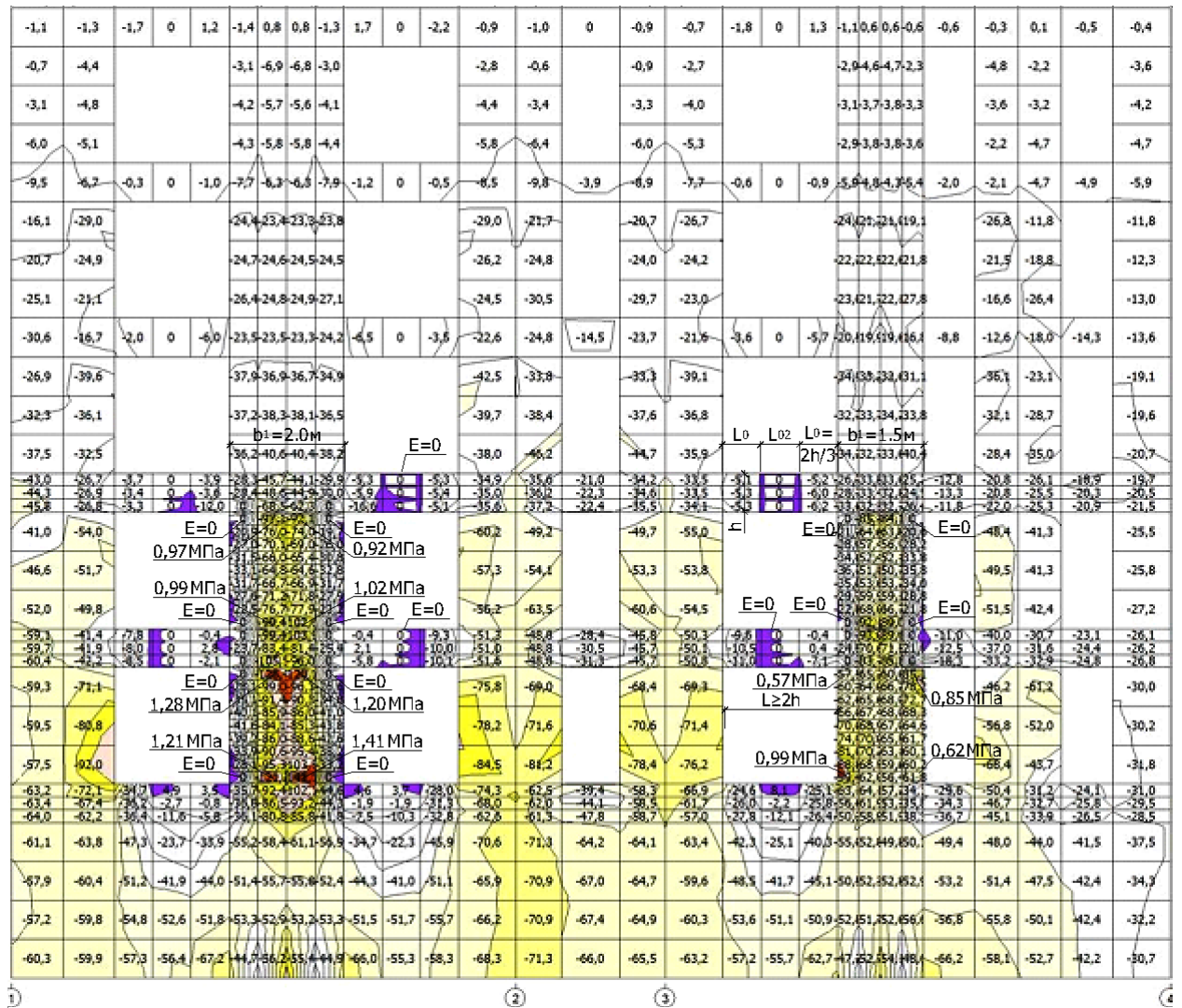


Рис. 3.12. Не значительные напряжения сжатия $\sigma_c, 10^{-2}$ МПа ($\text{тс}/\text{м}^2$) в кладке рассматриваемого простенка b_1 с учетом повреждаемых подоконных и опорных частей ($E=0$) в простенках в расчете **Rt2.6_{yo}** (стадия **IIб**, эксплуатационная завершающая) [рис. автора].

высоты h подоконной части стен. Такие простенки подлежат обрамлению ж.б. стойками с включением их в расчеты здания.

В стадии **IIа** (начально эксплуатационной) при действии сейсмической нагрузки развиваются растягивающие напряжения σ_t кладки, в средних участках подоконных частей 1-го и 2-го этажей, проявляются значительные трещины, выходящие их из работы на перекос, действующие на пояса только как вертикальная нагрузка. В стадии **IIб** (предельно эксплуатационной) с продолжением действия сейсмической нагрузки появляются трещины в опорных краевых, диагонально расположенных зонах нормальных простенков,

над и под поясами. В центральных зонах некоторых простенков напряжения предельные. Также трещины продолжают развиваться в подоконных частях длиной $L > 2h$, при их высоте h и могут появляться в некоторых из них при $L < 2h$, на верхних этажах. На этой стадии НДС расстояния между опорами поясов увеличиваются. Их пролеты достигают рас-

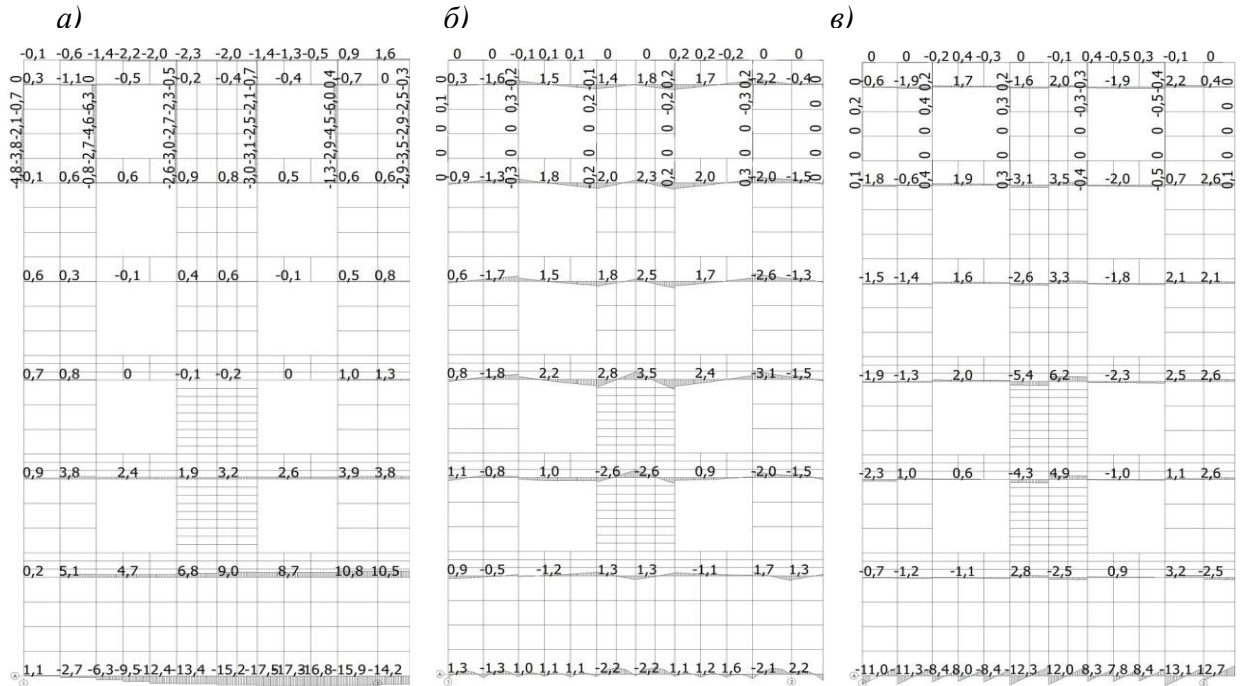


Рис. 3.13. Усилия в АС поясах в расчете Rt2.6 с учетом деформаций подоконных частей стен и опорных участков простенков (стадия – IIб): а) – продольная сила N , 10^{-1} кН (тс); б) – изгибающие моменты M_Y , 10^{-1} кН · м (тс м); в) – перерезывающая сила Q_Z , 10^{-1} кН [рис. автора].

четной величины. В результате напряжения в кладке и усилия в поясах увеличиваются и достигают расчетных значений. Продолжительность этой стадии изменяется в зависимости от нагрузки и жесткости кладки (см. **Rt2.6**). При этом вертикальное усиление недолуженных стен верхнего (5-го) этажа выполненное с шагом не более 1,5-3 м, преимущественно в торцах простенков, связывает верхний пояс в уровне покрытия с нижним поясом в уровне перекрытия и включает верхний пояс со стенами в полноценную работу.

В стадии **IIIа (предразрушающей)** при дальнейшем продолжении действия нагрузки сжимающие напряжения σ в наиболее слабом простенке 1-го этажа достигают максимума, происходит его разрушение, свидетельствующее о возможности начала прогрессирующего разрушения смежных простенков здания. При этом вся нагрузка, от вышележащих этажей, действующая на простенок приходится на нижележащие АС пояса. На этой стадии НДС расстояния между опорами поясов достигают максимума, их расчетные пролеты существенно увеличиваются. В результате усилия в поясах достигают мак-

симальной величины, учитываемой в расчетах, с целью недопущения прогрессирующего разрушения кладки стен (см. *Rt2.5_{yo}*).

В стадии IIIб (разрушающей) при дальнейшем продолжении действия нагрузки зона трещинообразования в последующих, наиболее слабых простенках достигает максимума, происходит их поочередное, прогрессирующее обрушение.

При анализе выявлено, что учет упругого основания (расчет *Rt1.1yo*) привел к увеличению усилий *MY*, *QZ* в 1,3 раза в поясах над подвалом и уменьшению до 40% на верхних этажах, по сравнению с защемлением (*Rt1.1zo*). При этом продольная сила *N* увеличилась в 2,3 раза над подвалом и на 1,6÷1,2 раза над 1÷3 этажами (рис. 3.3). Следовательно, **жесткое защемление здания в основании вызывает недоучет усилий в поясах нижних этажей здания, особенно над повалом**. Упругое основание более точно отражает физическую работу здания и увеличивает период колебаний *T* здания (до 3,8 раза по первой форме колебаний), сейсмическая нагрузка падает. При этом участки подоконных частей стен с растягивающими напряжениями σ_t уменьшаются со сдвигом к средней их части по длине, а в простенках σ_t отсутствуют.

В итоге выявлено, что *АС* пояса работают с кладкой стен совместно, испытывая 3-и основные стадии напряженно-деформированного состояния. **Наибольшие нагрузки на пояса возникают в предразрушающей стадии IIIа**, в которой при дальнейшем продолжении действия нагрузки сжимающие напряжения σ в наиболее слабом простенке 1-го этажа достигают максимума, происходит его разрушение, свидетельствующее о возможности начала прогрессирующего разрушения простенков здания. При этом вся нагрузка, от вышележащих этажей, действующая на вышележащий простенок приходится на нижележащие *АС* пояса. На этой стадии *НДС* расстояния между опорами поясов достигают максимума, их расчетные пролеты существенно увеличиваются. В результате усилия в поясах достигают максимальной величины, учитываемой в расчетах с целью недопущения прогрессирующего разрушения кладки стен.

3.3. Выводы.

1. По результатам численных исследований, выполненных на пространственных расчетных моделях 5-ти этажных каменных зданий с помощью метода конечных элементов, по программе *SCAD* выявлены ниже следующие существенные факторы, влияющие на работу, *АС* поясов, более точно отражающие работу физического аналога:

- деформирование кладки стен проявляется, в первую очередь, в их растянутых участках, расположенных в середине подоконных частей и в растянутых диагонально расположенных опорных зонах простенков, противоположных сминаемых, в сжатых зонах (с. 101, рис. 38). Оно приводит к увеличению расчетных пролетов поясов и сил, действующих на них;

- вертикальное усиление недогруженных простенков верхнего этажа, принимаемое шагом не более 1,5-3м со связью недозагруженного пояса, расположенного в уровне покрытия с ниже лежащим поясом пригруженным стенами верхнего этажа здания и вертикальное усиление перенапряженных особо узких простенков, не соответствующих нормам, повышает их несущую способность и здания в целом (с. 100 и 103, рис. 3.7 и 3.10);

- разрушение наиболее напряженного простенка 1-го этажа, учитываемое за счет принятия модуля упругости всей его кладки $EI_{np}=0$ с целью предотвращения прогрессирующего обрушения стен здания, приводит к увеличению расчетных пролетов поясов и сил, действующих на них в несколько раз (MU до 3-х раз и QZ до 4 раз), что приводит к существенному увеличению их армирования на 2-х нижних этажах (с. 102÷103, расчёт $Rt2.5_{y0}$);

- упругость основания, в отличие от его защемления, приводит к увеличению усилий MU , QZ до 30% в поясах над подвалом и уменьшению до 40% на верхних этажах, а также к увеличению продольной силы N до 2-х с лишним раз над подвалом и до 60% над 1÷3 этажами (с. 96÷97, рис. 3.3). При этом участки подоконных частей стен с растягивающими напряжениями σ_t , свидетельствующими о трещинообразовании, уменьшаются со сдвигом к средней их части по длине, а в простенках σ_t и трещины отсутствуют.

2. AC пояса работают с кладкой стен совместно, испытывая 3 основные стадии напряженно-деформированного состояния. Наибольшие нагрузки на пояса возникают в предразрушающей стадии IIIа, в которой при дальнейшем продолжении действия нагрузки, сжимающие напряжения σ в наиболее слабом узком простенке 1-го этажа достигают максимума, происходит его разрушение, свидетельствующее о возможности начала хрупкого, прогрессирующего разрушения стен здания. При этом вся нагрузка, от вышележащих этажей, действующая на простенок приходится на нижележащие AC пояса. На этой стадии НДС расстояния между опорами поясов достигают максимума, их расчетные пролеты существенно увеличиваются. В результате усилия в поясах достигают максимальной величины, учитываемой в расчетах здания с целью недопущения прогрессирующего разрушения кладки стен (с. 104÷107).

3. *В итоге* выявлено, что расчет конструкций зданий методом конечных элементов, целесообразно выполнять с учетом податливости основания и многоступенчатых выключающих связей в виде трещинообразования и деформаций кладки с подоконной частью и разрушения наиболее слабого простенка рассматриваемой стены, не допуская хрупкое, прогрессирующее разрушение смежных простенков здания.

4. РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЁТА, АНТИСЕЙСМИЧЕСКИХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ ПОЯСОВ

Для практического применения предлагаемых *АС СбМт* поясов необходимо знать, как их конструировать, рассчитывать и использовать. Ответ на эти вопросы может дать анализ проведенных исследований и разработки соответствующей методики.

4.1. Методика конструирования антисейсмических сборно-монолитных поясов и аналитический метод их расчета.

4.1.1. Методика конструирования антисейсмических сборно-монолитных поясов.

Учитывая результаты экспериментальных и теоретических исследований, выявлено, что совместность работы разновозрастных бетонов *СбМт* поясов возможна, как и в предложенной конструкции (рис. 2.9÷2.12), за счет механической связи с помощью поперечных железобетонных сквозных шпонок-перемычек, соединяющих противоположные ветви сборного блока между собой. Они препятствуют нарушению совместной работы бетонов даже в стадии разрушения, как показали испытания натуральных образцов. Этому же способствуют шпоночные клиновидные, противоположно направленные рифления внутренних поверхностей ветвьбалок и выпущенное из них поперечное армирование, пронизывающее монолитный сердечник.

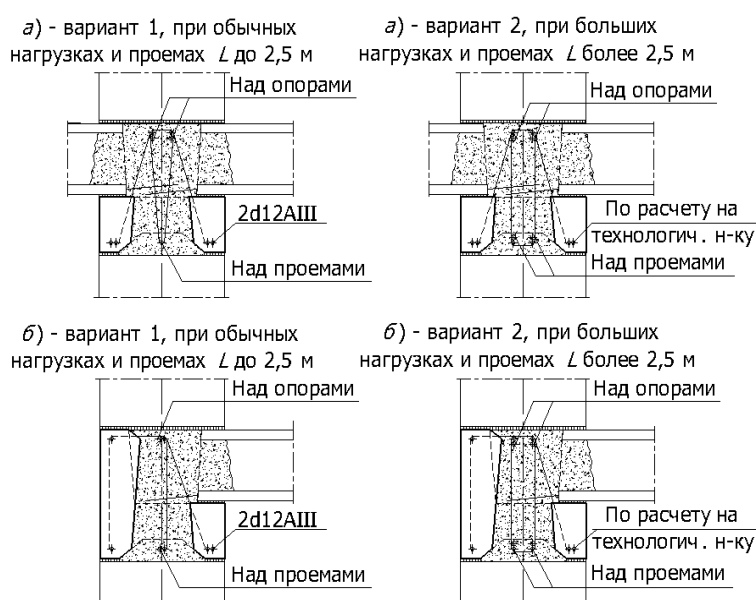


Рис. 4.1. Конструирование сборно-монолитных поясов (*Вм1*, *Вм2*) с учетом результатов испытаний [рис. автора].

Сборный блок активно работает в стадии монтажа перекрытия, особенно над проемами. При этом каждая ветвь блока работает раздельно.

При стандартном шаге несущих стен бм свободный от стен пролет блока – перемычка над проемом не превышает 2,5м. Расчеты показывают, что над проемами продольная арматура в опорной ветвьбалке блока, служащей платформой для перекрытия, составляет 2d12A400 (AIII),

при бетоне кл. С15 (рис. 4.1, Вм1, Вм2).

Учитывая специфику конструкции и 2-х стадийность ее работы (при монтаже сборного элемента и эксплуатации СбМмК), можно отказаться от традиционного принципа симметричного рабочего армирования ветвей сборного элемента и его отсутствия в монолитном бетоне над проемами. *Продольное и поперечное армирование СбМм поясов целесообразно выполнять в соответствии с расчетным значением, найденным для наиболее невыгодной силовой ситуации каждой ветви сборного блока и монолитного бетона над проемами (рис. 4.1).*

Применение V-образных хомутов удачно, позволяет соединять сборный и монолитный элементы пояса в единое целое и рационально армировать его.

СбМм пояса могут выполняться обычной толщины $T=350-390$ мм (рис. 4.1. Вм1, длиной $L < 2,5$ м и Вм2, $L > 2,5$ м) и тонкими $T=200-300$ мм (рис. 4.2, Вм3). При этом в тонких поясах перемычки между ветвями целесообразно выполнять из арматуры и стальных профилей, а сборные блоки с более развитыми шпонками в низу (рис. 4.2).

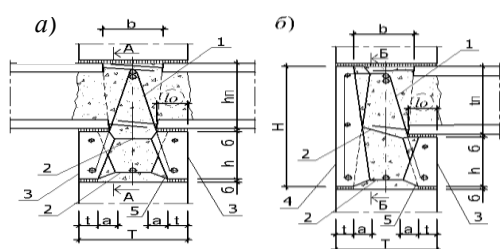


Рис. 4.2. Конструкция СбМм поясов (Вм3) для тонких ($T=20-30$ см), внутренних (а) и наружных (б) стен с поперечной арматурой (1), арматурными перемычки (2) и шпонками (5) (рис. автора).

В нормальных поясах ($T=300-400$ мм) приемлемо применение внутренних ж.б. перемычек, в сочетании с поперечным армированием (рис.4.1).

В широких поясах ($T > 400$) и в высоких ветвь-балках целесообразно применять перегородки, понижающие монолитный сердечник (рис. 2.4).

В целом перемычки между ветвями сборного блока могут быть балочными, стержневыми или в виде перегородок [92]. С помощью такого набора связей можно достигать различной степени совместности составных элементов, а измене-

нием габаритов, прочности бетона и насыщенности армирования можно разрабатывать различные СбМм конструкции. Такое направление является новым в их проектировании.

При конструировании СбМм поясов соблюдаются принципы их строительства в одном технологическом цикле с перекрытиями и плотности контакта монолитного бетона со стенами не менее 60% опорной площади поясов.

Анализируя результаты испытаний (прил. 2, табл. П2.1), следует отметить, что согласно выполненным расчетам все испытанные балки имели большую несущую способность по поперечной силе, чем по изгибающему моменту. Между тем, все эти балки разрушились по косым сечениям. Это указывает на то, что главным разрушающим фактором,

при испытаниях явились перерезывающие силы, что следует учитывать, при назначении прочностных параметров бетона и поперечного армирования балок и в первую очередь в районе приопорных сечений.

В различных зданиях расположение проемов в стенах и их ширина могут быть различными. В связи с этим сборные поясные блоки целесообразно выполнять без дна по всей длине поясов. Унификация сборных блоков приводит к необходимости устройства опалубки над проемами и в местах стыков сборных элементов, а также к необходимости установки дополнительного армирования усиливаемых участков над проемами.

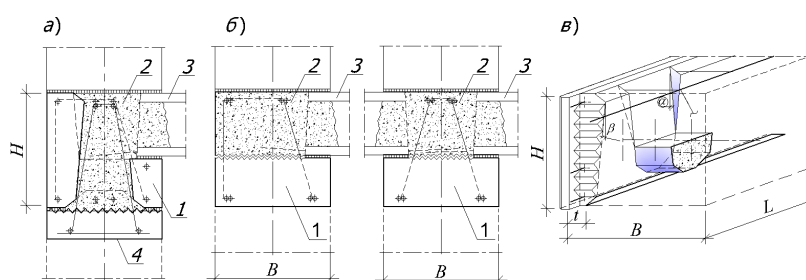


Рис. 4.3. Сборно-монолитный пояс с перемычкой над обычными проемами (а, *Bm4*), над большими проемами (б, *Bm5*) и закрытый стык сборного поясного блока (в, фрагмент): 1-сборный блок, 2 - монолитный бетон; 3 - перекрытие; 4 - армо-бетоно-опалубочная перемычка [рис. автора].

Данные недостатки могут быть устранены с помощью армо-бетоно-опалубочных перемычек (рис. 4.3, а, б), содержащих усиливающее надпроемное армирование и с помощью устройства стыка сборных поясных блоков закрытого типа, без опалубки (рис. 4.3, в).

В свою очередь проемы в днище сборного блока *СБМт* пояса нужны для плотного контакта с нижележащей стеной или диафрагмой жесткости (рис. 4.14).

4.1.2. Аналитический метод расчета антисейсмических поясов в плоскости стен с учетом подоконных частей. В известной методике Ю.В. Измайлова [62, 85] расчет поясов, опираемых на стены, производится без учета подоконных частей (рис. 1.24). На рис. 4.4 представлена расчетная модель (а, в) и схема (б, г) с учетом в работе подоконных частей стен с простенками двух типов: тип 1 (д) – без вертикального армирования и тип 2 (е) – с вертикальным армированием.

В действительности, при знакопеременном сейсмическом воздействии нагрузка G от простенков передается на пояс через подоконную часть, более удаленную от опор, что приводит к увеличению изгибающего момента (рис. 4.4, д).

Место - условная точка приложения этой нагрузки к поясу зависит от прочности материала подоконной части и чем прочнее материал, тем дальше от опор будет располагаться эта точка. Это дает право, аналогично бетону, принять условия передачи нагрузки

от простенка через подоконную часть каменной кладки под углом до $\alpha=45^\circ$, что подтверждается численными исследованиями. Предлагаемая расчетная модель с учетом

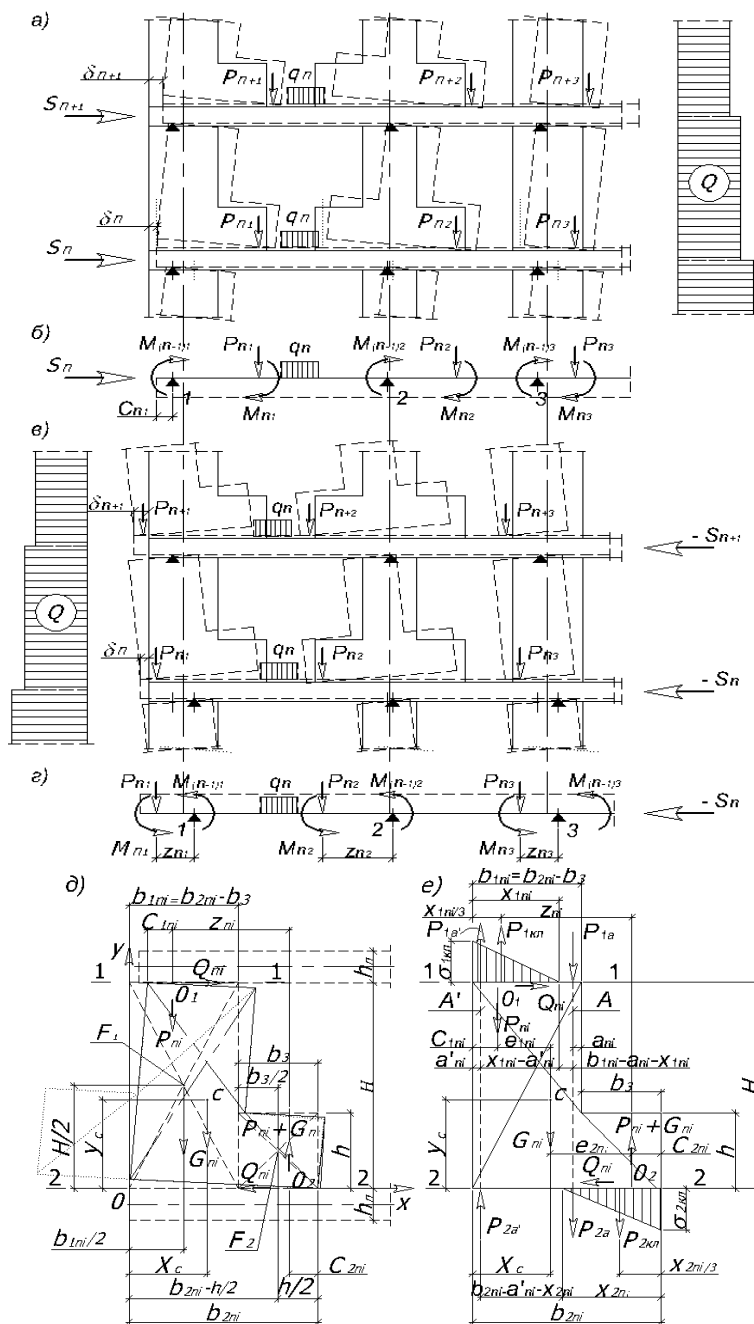


Рис. 4.4. Расчетно-аналитическая модель (а, в, д, е) и схема (б, г) АС поясов каменных стен без вертикальной разрезки с учетом работы подоконных частей в их плоскости: тип 1 без вертикального армирования (д); тип 2 с вертикальным армированием (е) [рис. автора].

подоконной части кладки стен более точно учитывает расчетные пролеты неразрезного многопролетного пояса и максимальные нагрузки, действующие на него при знакопеременном сейсмическом воздействии (рис. 4.4, б, г). При этом приняты следующие допущения:

а) в отличие от известной схемы (рис. 1.24), подоконная часть высотой h , шириной $b_3=h$ включается в работу с простенком, а остаток подоконной части b_4 рассматривается как нагрузка q (рис. 4.4, 4.5);

б) опоры многопролетной балки располагаются в местах приложения равнодействующих сжимающих напряжений в верхних опорных сечениях простенков, поддерживающих рассматриваемый пояс (рис. 4.4);

в) антисейсмический пояс загружен равномерно распределенной нагрузкой от перекрытий и не включенных в работу участков подоконных частей вышележащих стен, а также сосредоточенными силами и моментами от простенков при действии основного и особого сочетаний нагрузок с горизонтально (S_n) и вертикально направленным (S_v) сейсмическим воздействием. При этом,

$S_{v(7...8)}=0,15$ и $S_{v(9)}=0,30$ статической нагрузки от перекрытий (q) и стен (G) при 7...8 и 9 баллов, соответственно ($K_{sv(7...8)}=1,15$ и $K_{sv(9)}=1,30$) [113];

з) каждый рассматриваемый простенок, включая подоконную часть, выполнен из одного материала по всему объёму.

Как известно [62, 85], при одновременном действии вертикальных и горизонтальных сил узкие простенки, помимо перекоса, подвергаются повороту в плоскости стены (рис. 4.4, а, б). В результате пояс представляется в виде неразрезной балки с опорами, расположенными в местах приложения равнодействующих сжимающих напряжений в верхних опорных сечениях 1-1 простенков, которые поддерживают рассматриваемый пояс. При этом к поясу приложены: равномерно распределенная нагрузка q , сосредоточенные силы P и изгибающие моменты M .

Вертикальная нагрузка, равномерно распределенная по всей длине пояса, помимо его собственного веса, включает вес перекрытия данного этажа, соответствующей грузовой площади и полезную нагрузку. Эта нагрузка и вес стен G_{ni} с учетом вертикальной сейсмической нагрузки S_v передаются на пояс в виде сосредоточенных сил $P_{ni}+G_{ni}$, приложенных в местах расположения равнодействующих, сжимающих напряжений в нижних опорных сечениях 2-2 простенков, опирающихся на рассматриваемый пояс. Кроме того, в опорных сечениях пояса 1-1 и в местах приложения вертикальных сосредоточенных сил P_{ni} возникают изгибающие моменты M_{ni} , от внецентренно приложенных горизонтальных сил Q_{ni} .

Модель тип 1 – без вертикального армирования простенков с подоконной частью (рис. 4.4, д). Значение моментов в поясах определяется по формулам:

$$\text{- на опорах } M_{(n-1)i}=0.5h_n Q_{(n-1)i}; \quad (4.1)$$

$$\text{- в пролетах } M_{ni}=0.5h_n Q_{ni}, \quad (4.2)$$

где $Q_{(n-1)i}$, Q_{ni} , - перерезывающая сила, приходящая на i -й простенок, расположенный выше и ниже рассматриваемого пояса, соответственно;

h_n – высота сечения пояса.

При составлении расчетной схемы определяется место нахождения опорной реакции пояса P_{ni} (точка O_1) и сосредоточенной силы $P_{ni}+G_{ni}$ (точка O_2 , рис. 4.4, д). Для чего, вначале определяется центр тяжести (c) простенка, расположенный на расстоянии X_c и Y_c от начала (O) координат x , y по формулам:

$$X_c=S_v/\Sigma F=\Sigma F_j X_j/\Sigma F_j; \quad (4.3)$$

$$Y_c=S_v/\Sigma F=\Sigma F_j Y_j/\Sigma F_j, \quad (4.4)$$

где F_j – площадь j -го элемента простенка;

F – площадь всего простенка;

X_i, Y_i – расстояние от центров тяжести до соответствующей оси;

S_y, S_x – соответствующие статические моменты площади относительно осей X и Y .

Подставляя в формулы (4.5, 4.6) соответствующие значения (рис. 4.4, д) определяются ординаты центра тяжести простенка X_c и Y_c :

$$X_c = (F_1 X_1 + F_2 X_2) / (F_1 + F_2) = [F_1 b_{1ni} / 2 + F_2 (b_{2ni} - b_3)] / (F_1 + F_2); \quad (4.5)$$

$$Y_c = (F_1 Y_1 + F_2 Y_2) / (F_1 + F_2) = [F_1 H / 2 + F_2 h / 2] / (F_1 + F_2). \quad (4.6)$$

Из условия равновесия простенка определяются места расположения опор пояса и сосредоточенных сил (точки O_1 и O_2 , расположенные на расстояниях C_{1ni} и C_{2ni} от расчетных граней простенка, рис. 4.4, д, е), и ординаты X_{1ni} и X_{2ni} эпюр напряжения (рис. 4.4, е), при допуске, что значения Q_{ni} , вверху и внизу простенка, равны между собой и $C_{1ni} = C_{2ni} = X_{1ni} / 3 = X_{2ni} / 3$; $Z_{ni} = b_{2ni} - 2C_{2ni}$, по формулам:

$$\Sigma M_{O1} = (P_{ni} + G_{ni}) Z_{ni} - Q_{ni} H_{ni} = (P_{ni} + G_{ni})(b_{2ni} - 2C_{2ni}) - Q_{ni} H_{ni} = 0; \quad (4.7)$$

$$\text{откуда } C_{2ni} = 0,5 [b_{2ni} - Q_{ni} H_{ni} / (P_{ni} + G_{ni})]; \quad (4.8)$$

$$\text{сжатая зона } X_{2ni} = 3 \times 0,5 [b_{2ni} - Q_{ni} H_{ni} / (P_{ni} + G_{ni})], \quad (4.9)$$

растянутая зона (трещина) внизу простенка, над поясом равна $b_{2ni} - X_{2ni}$,

$$\Sigma M_{O2} = P_{ni} Z_{ni} - Q_{ni} H_{ni} = P_{ni}(b_{2ni} - 2C_{2ni}) - Q_{ni} H_{ni} = 0, \quad (4.10)$$

$$\text{откуда } C_{2ni} = 0,5 (b_{2ni} - Q_{ni} H_{ni} / P_{ni}); \quad (4.11)$$

$$\text{сжатая зона } X_{1ni} = 3 \times 0,5 (b_{2ni} - Q_{ni} H_{ni} / P_{ni}), \quad (4.12)$$

растянутая зона (трещина) вверху простенка, под поясом равна $b_{1ni} - X_{1ni}$,

где b_{ni} – длина i -го простенка n -го этажа.

Для определения этих характеристик необходимо знать значение вертикальной силы P_{ni} , которое также зависит от расчетной схемы пояса. В связи с этим расчет пояса следует вести способом последовательного приближения, используя известные методы строительной механики для определения опорных реакций неразрезной балки. Расчет следует начинать с самого верхнего пояса, постепенно переходя к нижним поясам. При расчете учитывается знако-переменность сейсмической нагрузки (рис. 4.4, а-г). При больших объемах расчетов целесообразно применять вычислительную технику.

Модель тип 2 – с вертикальным армированием простенков с подоконной частью (рис. 4.4, е). Для повышения сейсмостойкости в современных каменных зданиях обычно предусматривается конструктивная связь простенков с поясами, часто с помощью вертикального армирования простенков на всю высоту с замоноличиванием стержней в поясах. В фрагменте стены с вертикальным армированием в *типе 2*, как и в *типе 1*, без такого, суммарная вертикальная нагрузка, передаваемая на i -й простенок n -го этажа – P_{ni} , а гори-

горизонтальная - Q_{ni} . Армирование граней простенка выполнено стержнями A и A' с защитными слоями a_{ni} и a'_{ni} , соответственно для растянутой и сжатой арматуры.

Для построения расчетной схемы пояса необходимо знать значение усилий в арматурных стержнях и в опорных сечениях 1-1, 2-2 простенков, а также местонахождение равнодействующих сжимающих напряжений в каждом из этих сечений.

Структура расчетных формул, в этом случае, определяется характером эпюр сжимающих напряжений в опорных сечениях простенков. Учитывая кратковременный характер сейсмического воздействия, эпюру сжимающих напряжений в простенке на контакте с поясом аппроксимируют треугольником при следующих допущениях: - конструкция простенка обеспечивает совместность деформаций арматурных стержней и кладки; - материалы простенка при сейсмическом воздействии работают в упругой стадии; - выполняется гипотеза плоских сечений; - арматурные стержни A и A' имеют одинаковую площадь поперечного сечения F_a и защитные слои $a_{ni}=a'_{ni}$.

Дальнейшие расчёты выполняются по расчетной модели (рис. 4.4, е), аналогично *типу 1* и известной методике [12, 62, 85].

Вышеприведенный метод дает представление о характере работы поясов в каменных стенах с подоконной частью. Ручной расчет по формулам трудоемкий. Наиболее актуальным является расчет численным методом.

4.2. Методика расчета антисейсмических поясов зданий с определением предельных усилий методом конечных элементов.

4.2.1. Общие данные. Из анализа численных исследований выявлено, что расчет конструкций зданий методом конечных элементов целесообразно выполнять с учетом податливости основания, деформаций кладки, не допуская хрупкое прогрессирующее разрушение (см. гл. 4).

При подборе сечений поясов, также как ригелей и стоек, по нормам исходят из условий обеспечения полной сохранности их элементов вплоть до повреждения простенков [11]. При этом исходят из того, что на рассматриваемую стену здания действуют расчетные значения горизонтальной сейсмической силы, увеличенные в m раз:

$$m=Q_{(i)min}/Q_{(i)1}, \quad (4.13)$$

где $Q_{(i)1}$ – перерезывающая сила от расчетной горизонтальной нагрузки в уровне 1-го этажа i -ой стены;

$Q_{(i)min}$ – минимальная перерезывающая сила, вызывающая повреждения широких простенков 1-го этажа i -ой стены.

Таким образом, нормами [11] предусмотрен учет деформирования кладки стен с широкими простенками, за счет увеличения расчетных значений горизонтальной сейсмической силы (S), без учета фактически сниженной жесткости стен с трещинами. Это в то время, когда жесткость конструкций является основным параметром, влияющим на изменение периода их собственных колебаний [137] и, что на практике зачастую стены не содержат широкие простенки вообще, а только узкие. Кроме того, невозможно определение фактических мест расположения опор и приложения нагрузки на антисейсмические пояса, тем более с учетом кладки подоконной части.

В тоже время, по норме [11, табл.15] при расчетах зданий в процессе проектирования допускаемыми являются повреждениями 2-й степени в широких простенках - косые волосяные трещины в объеме 15% несущих элементов, от их общего количества на данном этаже. При этом снижается сейсмостойкость здания на 10-15%.

Также по норме [11, табл. 34], при реконструкции зданий допускаемыми являются повреждения 3-й степени, в объеме до 15% от общего количества несущих элементов рассматриваемого (нижнего) этажа. К ним относятся: раскрытие трещин в широких простенках, появление тонких косых трещин в узких простенках, а также раскрытие тонких трещин в поясах (ригелях) и другие повреждения. При этом сейсмостойкость здания снижается на 20-50%. Это не удовлетворительно для эксплуатации, требуются усиления, восстанавливающие несущую способность здания.

Следовательно, пояса и общая устойчивость здания должны сохраняться и при повреждениях 3-й степени, что принимается за предельное состояние.

Следует отметить, что разрушение слабого узкого простенка способно спровоцировать прогрессирующее разрушение стен здания. Следовательно, ситуация с повреждениями 3-й степени, в объеме около 15% несущих элементов от их общего количества на данном этаже, снижающими сейсмостойкость до 50%, не допуская прогрессирующее разрушение стен здания, может считаться только условно расчетной эксплуатационной для поясов (ригелей, колонн).

Учет разрушения наиболее слабого узкого простенка нижнего этажа, позволяет учесть экстремальную предразрушающую нагрузку, действующую на пояс от вышележащих простенков, «зависающих» над поясом в пролете с этим разрушенным простенком. Это позволяет с большей долей вероятности не допускать прогрессирующего обрушения простенков здания. **В конечном итоге расчет поясов целесообразно вести на предраз-**

рушающую нагрузку, не допуская прогрессирующего обрушения стен здания в предельном состоянии.

4.2.2. Предлагаемая методика расчета поясов с помощью МКЭ. Выявление критических напряжений в поясах возможно при выполнении расчетов численным методом с помощью метода последовательного приближения, исходя из 2-х условий.

1-е условие ограничивает повреждение конструкций при расчетах зданий [11, табл.15]. Допускается 2-я степень повреждения (снижение сейсмостойкости здания на 10-15% - состояние не совсем удовлетворительное, требуются усиления): - тонкие горизонтальные трещины в опорных сечениях узких простенков самонесущих и ненесущих стен верхних этажей зданий; - косые волосяные трещины в отдельных широких простенках и сплошных стенах; - тонкие трещины в ж.б. перемычках. Это 1-е условие применимо при расчете стен здания.

2-е условие обычно ограничивает повреждение конструкций при реконструкции зданий [11, табл.34]. Допускается 3-я степень повреждения (снижение сейсмостойкости здания на 20-50% - состояние не удовлетворительное, требуются существенные усиления): - тонкие косые трещины в узких простенках и раскрывающиеся косые трещины в широких простенках и сплошных стенах; - нормальные и косые раскрывающиеся трещины в ж.б. перемычках; - тонкие трещины в антисейсмических поясах (ригелях каркасно-каменных зданий). Это, 2-е условие *предлагается* применять при расчете поясов (поясных ригелей, колонн) зданий на предельную нагрузку, не допуская прогрессирующего обрушения стен, ограничивая перемещения здания ($H_{зд}/500$), увеличение периода колебаний (T) до 30%, за пределами которого образуются пластические шарниры [44].

При этом из анализа исследований, *предлагается* учитывать расположение опор и приложение нагрузки на пояса с учетом снижения жёсткости деформируемых опорных участков длиной $b_0 \leq 0,3b_1$, но не более 400 мм и высотой $h_0 \leq 200$ мм, в простенках шириной b_1 . Для чего в ~15% наиболее напряженных узких простенках нижнего этажа в *опорных участках* выполняется довольно густая сетка конечных элементов, размерами $b_0 \times h_0$ и задается модуль упругости *деформируемых опорных участков* $E_2=0$. Участок кладки подоконной части шириной b_4 считается как нагрузка, его модуль упругости принимается $E_3=0$ (рис. 4.5).

Кроме того, *предлагается* учитывать в расчетах поясов возможность разрушения наиболее слабого узкого простенка (*задавая* $E_1=0$), на нижнем этаже, провоцирующего прогрессирующее разрушение стен здания.

4.2.3. Поэтапный метод расчета АС СбМт поясов с учетом нелинейной работы кладки стен с подоконными частями и обрушения слабого узкого простенка с использованием МКЭ. Расчеты выполняются поэтапно, на основное и особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия. При этом рекомендуется учитывать жест-

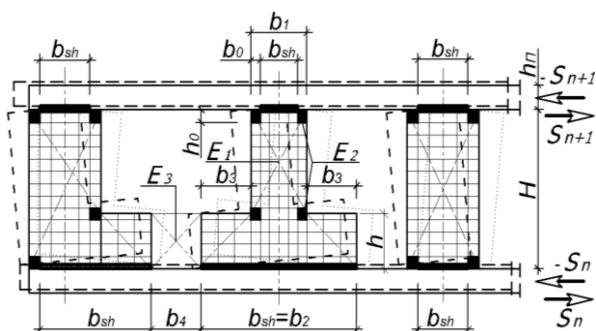


Рис. 4.5. Расчётная модель стены, учитывающая деформирование опорных зон в простенках и в растянутых участках подоконных частей каменной кладки с модулем упругости E_1 по расчёту и $E_2=E_3=0$ и нерегулярной разбивкой на конечные элементы: b_{sh} – расчетная зона контактного шва [рис. автора].

кость СбМт поясов приведенную к монолитным поясам, влияющую на период колебаний здания. Учитывая требования пособия [122, п. 2.6] о необходимости увеличения площади сечения продольной арматуры по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15% в железобетонных слабо армированных элементах, характеризующихся тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в растянутом бетоне, что имело место при испытаниях СбМт поясов, рекомендуется принять допущение в расчетах здания о увеличении сейсмической нагрузки на 15%. При расчетах необходимо ограничивать увеличение периода колебаний здания T (сек.) по сравнению с допустимым до 30%, за пределами которого образуются пластические шарниры [19, 44, 129] и контролировать его перемещения (в пределах $H_{зд}/500$). Также следует учитывать упругость основания здания, приводящую к снижению сил действующих на пояса верхних этажей (M_Y, Q_Z до 40%) и особенно к увеличению их на нижних этажах (M_Y, Q_Z до 30% и N до 200% над подвалом и 60% над 1÷3 этажами).

Этап 1 (начальный). Вначале работы выполняется проверочный расчет несущей способности кладки стен здания - выявляются слабые, перенапряженные простенки, в которых возникают растягивающие напряжения $\sigma_t \geq 0$ и сжимающие напряжения σ больше допустимого расчетного сопротивления кладки R . Простенки, не соответствующие установленным требованиям, подлежат усилению. Слабо загруженный пояс в уровне покрытия рекомендуется соединять с поясом в уровне перекрытия нижерасположенного этажа с помощью железобетонных стоек, установленных по граням простенков, но не более чем с шагом 1,5-3м в стенах.

Этап 2 (деформационный). После выполнения мероприятий, принятых в 1-м этапе, выявляются участки в подоконных частях стен с растягивающим напряжением кладки

кость СбМт поясов приведенную к монолитным поясам, влияющую на период колебаний здания. Учитывая требования пособия [122, п. 2.6] о необходимости увеличения площади сечения продольной арматуры по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15% в железобетонных слабо армированных элементах, характеризующихся тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в растянутом бетоне, что имело место при испытаниях СбМт поясов, рекомендуется принять допущение в расчетах здания о уве-

(σ_i), свидетельствующие о трещинообразовании в них. Также выявляются наиболее напряженные, при сжатии ($\sigma > R$) опорные участки простенков, в которых могут появляться горизонтальные трещины и смятия.

Этап 3 (эксплуатационно-расчетный). Выявленные во 2-м этапе расчета участки с трещинами в подоконных частях стен и опорных зонах простенков выделяются более мелкой разбивкой на конечные элементы, как правило, не регулярной и принимаются с модулем упругости $E=0$ (рис. 4.5). Выполняется расчет здания с учетом массы кладки этих участков, выключенных из работы. Выявляются усилия в поясах. Подбирается их армирование.

Этап 4 (предразрушающе-расчетный). Из расчета 3-го этапа выявляется наиболее напряженный слабый простенок, расположенный внизу здания и выключается из работы путем введения модуля упругости кладки. $E=0$. Подбирается армирование пояса, не допускающее прогрессирующее обрушение вышележащих и прилегающих простенков. При этом ограничивается увеличение периода колебаний. T (сек.) по сравнению с допуском до 30% и контролируются перемещения здания ($H_{зд}/500$).

4.3. Методика расчета антисейсмических сборно-монолитных поясов по предельным состояниям 1-й и 2-й групп, аналитическим методом.

4.3.1. Общие сведения расчета поясов по 1-й и 2-й группам - по несущей способности (прочности) и пригодности к нормальной эксплуатации (деформациям и трещиностойкости).

Как установлено научными исследованиями и нормами расчет *СбМт* конструкций, также, как и обычных ж.б.к., как по 1-й, так и по 2-й группам следует производить исходя из их предельного состояния [74, 122]. При этом следует учитывать, что еще до нагружения во 2-й стадии, *СбМт* конструкция частично деформирована и имеет начальную кривизну сборного элемента от его пригрузки в 1-й стадии. В результате кривизну и перемещения следует отсчитывать от деформированного состояния, исключая существенные погрешности [74].

Обязательным условием для работы *СбМт* конструкции, как единого целого является обеспечение совместной работы бетона сборного элемента с монолитным бетоном.

Достижение совместности возможно конструктивными мерами. Раскрытию шва сопряжения препятствуют: шпонки, перфорированная поверхность в виде впадин и выступов высотой не менее 10 мм (естественный не заглаженный бетон, искусственная насечка, обдирка поверхностного слоя и др.), которые считаются шпонками, а также про-

дольные ребра, увеличивающие площадь контактного шва и поперечное армирование, либо клеевое соединение. Или с помощью других надежных, проверенных способов [122]. К последним можно отнести перемычки между ветвьбалками сборного элемента и выпуска поперечного армирования пронизывающие монолитный сердечник предложенного пояса и противоположно направленные клиновидные шпоночные элементы на его внутренних поверхностях.

Кроме того, положительную роль играет противоусадочное армирование монолитного бетона в зоне контактных поверхностей, либо микроволокнистое армирование - фибробетон, расширяющий бетон и др. композитные бетоны, повышающие пластичность и трещиностойкость [99].

Плоский гладкий, а также не армированный плоский контакт, при действии многократно повторяющейся (сейсмической) нагрузки применять не допускается [122], так как не препятствует раскрытию шва сопряжения. По результатам анализа экспериментальных исследований *А.Е. Кузьмичева*, в начальной стадии нагружения в шве сопряжения, под воздействием растягивающих напряжений, начинается местное нарушение сцепления между бетонами. Оно, при гладкой поверхности сопряжения и отсутствии поперечной арматуры прогрессирует, быстро распространяясь на весь участок от опоры до сосредоточенного груза. Но даже небольшое количество поперечной арматуры задерживает процесс расслоения балки, так как препятствует раскрытию шва сопряжения [74].

При расчете по прочности сначала проверяется сборный элемент на нагрузки, действующие в процессе возведения конструкции (1-й этап), а затем рассчитывается сборно-монолитная конструкция на суммарные усилия от всех нагрузок (2-й этап), не зависимо от того, что часть нагрузки первоначально действовала только на сборный элемент. Это подтверждается результатами экспериментальных исследований *СбМт* пояса, а также исследованиями *А.Е. Кузьмичева* [74] и др.

По данным *А.Е. Кузьмичева*, в бетоне омоноличивания интенсивно развивается усадка, которой препятствует сборный элемент. В результате, в шве сопряжения появляются внутренние усилия, вызывающие сложное НДС состояние конструкции. Усадочные усилия T_y и M_y , возникающие в месте контакта бетонов разного возраста (*из-за разных жесткостей элементов*), являются собственными и поэтому не влияют на равновесие внутренних и внешних сил от нагрузки. Вызванные ими напряжения в растянутой зоне сборного элемента, отражаются на моменте образования трещин, а краевые деформации отражаются на общих деформациях сборно-монолитной конструкции. Однако, при за-

грузке сборного элемента после образования трещин, жесткость сборного элемента и, как следствие, усилия от усадки снимаются [74].

По результатам экспериментальных исследований установлено, что в разрушающей III-й стадии может происходить раскрытие шва сопряжения на некоторых приопорных участках пояса, между опорой и сосредоточенным грузом. Дефицит сцепления в контактном шве, как установил А.Е. Кузьмичев, проявляется при сосредоточенной нагрузке, расположенной на расстоянии (a) от крайней опоры до первого сосредоточенного груза, равном не более 4-х высот (h) пояса ($a \leq 4h$). На участках под сосредоточенным грузом и над опорами долгое время не происходит раскрытие шва сопряжения и смещение между бетонами, но даже небольшое количество поперечной арматуры задерживает процесс расслоения [74].

С образованием трещин в бетоне сжимающие напряжения σ перераспределяются с более слабых мест на участки с ненарушенной структурой и с бетона на арматуру, воспринимающую часть внешней нагрузки с разгрузкой сжатого бетона [74].

4.3.2. Методика расчета антисейсмических сборно-монолитных поясов по предельным состояниям 1-й 2-й групп.

Расчет *СбМт АС* поясов, также, как и обычных ж.б.к., как по прочности, так и по деформациям и трещиностойкости следует производить исходя из их предельного состояния с учетом их особенностей, в соответствии с СНиП для обычных ж.б.к [10, 112, 119] и справочным пособием к СНиП по расчету *СбМт* конструкций [122] в две стадии.

1-я стадия. Расчет сборного блока, до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, производится на нагрузки, действующие в период возведения *СбМт* пояса (*собственный вес сборного и монолитного бетонов, временная монтажная нагрузка*), по разработанной расчетной модели (рис. 4.7).

При этом учитывается, что в процессе пригрузки сборного блока монтажной нагрузкой его ветви, соединенные между собой перемычками, работают отдельно друг от друга.

2-я стадия. Расчет *СбМт* пояса полным сечением, после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, производится на нагрузки, действующие в процессе завершения строительства и эксплуатации здания (*основное и особое сочетание нагрузок с сейсмическим воздействием*), не зависимо от того, что часть нагрузки действовала только на сборный блок с использованием расчетной модели (рис. 4.6).

Допущения:

- усилия в сжатой зоне, между разновозрастными бетонами распределяются пропорционально их прочностным параметрам;

- прогибы и деформации сборного блока, полученные от приложенной к нему нагрузки на 1-й стадии работы, не влияют на несущую способность (прочность) всей СбМт конструкции и учитываются в расчетах ее прогибов и деформаций, на 2-й стадии, которые отсчитываются от деформированного состояния сборного блока.

- усадочные усилия T_y и M_y , возникающие в месте контакта бетонов разного возраста (из-за разных жесткостей элементов), являются собственными и поэтому не влияют на равновесие внутренних и внешних сил от нагрузки. Вызванные ими напряжения в растянутой зоне сборного элемента отражаются на моменте образования трещин, а краевые деформации на общих деформациях сборно-монолитной конструкции. При загрузке сборного элемента, после образования трещин, жесткость сборного элемента и, как следствие, усилия от усадки снимаются.

4.3.3. Методика расчета антисейсмических сборно-монолитных поясов по предельным состояниям I-й группы - по несущей способности (прочности).

Как установил Сунгатуллин, исчерпание несущей способности наступает не только по нормальному и наклонному сечениям, имеющим место в традиционных железобетонных конструкциях, а и по характерной для СбМт конструкции, третьей схеме НДС – по контактному шву [124].

В соответствии с нормами [122] в I-й группе предельного состояния СбМт пояса выполняется:

- расчет сечений, нормальных к продольной оси СбМт пояса;
- расчет сечений, наклонных к продольной оси СбМт пояса;
- расчет прочности контактного шва разновозрастных бетонов СбМт пояса;
- расчет на выносливость СбМт пояса.

Обеспечение совместной работы бетона сборного элемента с монолитным бетоном существенно зависит от прочности контактного шва в приопорных зонах, где действуют максимальные поперечные силы. Эти зоны сдвига (l_{cd}) ограничены приопорными наклонными трещинами в тех местах, в которых момент от внешних сил превышает или равен моменту образования трещин ($M \geq M_{тр}$) [124].

Испытаниями (гл. 2) установлено, что шпонки-перемычки, пронизывая монолитный бетон, обеспечивают совместную работу элементов СбМт пояса вплоть до стадии разрушения (III) не претерпевая среза, а испытывая только напряжения смятия. Также положительную роль играет поперечное армирование, выпущенное из ветвьбалок и шпоночные элементы. Предельная несущая способность испытываемых образцов СбМт поясов выяв-

лена при нагрузке N , составляющей 0,55-0,65 исчерпывающей, при которой во II-й стадии работы появились косые трещины.

Также установлено, что в наружных *СбМт* балках серии *В* несущая способность, в среднем, в 1,5 раза выше, чем в внутренних балках серии *А*, несмотря даже на то, что поперечное армирование контактного шва уменьшено на 33% и еще до омоноличивания низкая ветвьбалка имела приопорные трещины, вызванные пригрузом, через свободно опираемые плиты перекрытий с нагрузкой, превышающей расчетную. При этом ветвьбалки в серии *В*, содержали наружную ветвьбалку (ребро) почти в 2 раза выше, чем внутренние ветвьбалки, причем поперечная арматура обеих сборных ветвьбалок была расположена в 1,5 раза чаще, чем в образцах серии *А*. Эти обстоятельства свидетельствуют:

- о высокой роли продольного высокого ребра, его поперечного армирования и шпонок;

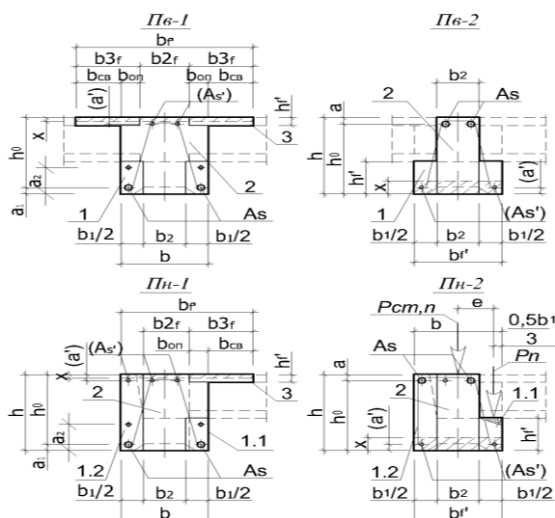


Рис. 4.6. Расчетные модели сечения *АС СбМт* поясов: - внутренних стен в пролете (*Пв-1*) и над опорой (*Пв-2*); - наружных – в пролете (*Пн-1*) и над опорой (*Пн-2*); 1 и 1.1 – опорная ветвь сборной балки; 1.2 – тоже ограждающая; 2 – монолитный бетон; 3 – сжатая полка плиты перекрытия [рис. автора].

- о независимости несущей способности *СбМт* пояса от наличия предварительного пригруза сборного блока и его трещинообразования на первом этапе работы, еще до твердения монолитного бетона.

Увеличение в 2 раза продольного армирования в растянутой зоне балки марки B_y , привело к увеличению ее несущей способности всего лишь на 20%, сравнительно с балкой марки *В*.

Все это дает право составить соответствующую расчетную модель сечения поясов (рис. 4.6).

Расчет *СбМт* поясов. Сборные элементы поясов рассчитываются своим сечением по *СНиП* для обычных ж.б. конструкций [10, 51, 112, 119], до приобретения монолитным бетоном заданной прочности - на воздействия массы

этого бетона и транспортно-монтажных нагрузок, действующих на данном I-м - технологическом этапе (*ЭтI*) возведения конструкции, по расчетной схеме представленной на рис. 4.7. Ветвьбалки рассчитываются как свободно опираемые перемычки над проемами с приложенной к ним нагрузкой через перекрытия, действующей на данном технологическом этапе (*ЭтI*) возведения конструкции. При этом работа каждой ветвьбалки учи-

тывается отдельно со своей нагрузкой. Внутренние перемычки, соединяющие ветви сборного блока, рассчитываются как консольные балки длиной l_k , заземленные в противоположной ветви.

Расчет *СбМт* конструкции пояса производится своим полным сечением по действующим строительным нормам [10, 112, 119] с учетом их особенностей и изложенных в справочном пособии [122], после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, на суммарные усилия от всех нагрузок, действующих на этом эксплуатационном этапе ($Эт2$), не зависимо от того, что часть нагрузки первоначально была приложена только к сборному элементу. Это подтверждается испытаниями *СбМт* пояса и др. исследованиями [74]. При расчете *СбМт* пояса на 2-м этапе необходимо учитывать, что нагрузка от выше лежащих стен с перекрытиями верхних этажей приложена к верхней грани пояса, а от перекрытия рассматриваемого этажа, ранее приложенная (на 1-м этапе), остается приложенной к сборному элементу и действует на *СбМт* пояс с эксцентриситетом (e). При этом расчеты *СбМт* пояса производятся с использованием расчетной схемы представленной на *рис. 4.6* с учетом сжатой полки от перекрытия.

При расчетах принимаются следующие условные обозначения: *характеристики*, относящиеся к сборным элементам, обозначаются индексом 1 (или 1.1, 1.2, для

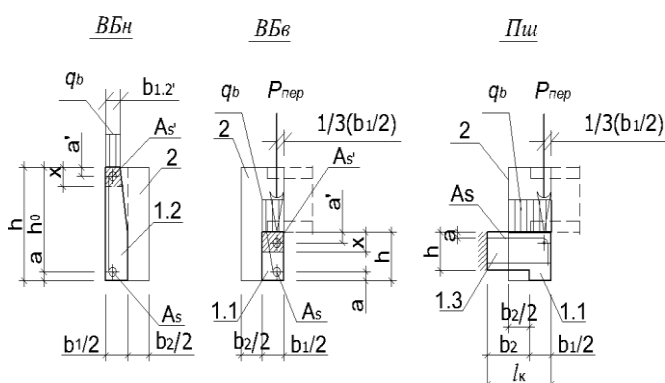


Рис. 4.7. Расчетные модели сечения элементов сборной 2-х ветвевой балки *СбМт* пояса на монтажную нагрузку: - *ВБн* – ветвьбалка наружная; *ВБв* – тоже внутренняя; - *Пш* - перемычка, соединяющая ветвьбалки; - q_b – нагрузка от сборного и монолитного бетона; - $P_{пер}$ – нагрузка от перекрытия с временным монтажно-технологическим грузом [*рис. автора*].

разных ветвей поясной балки), а к монолитному бетону - индексом 2, как и в пособии [122], кроме того - индексом 3 – сжатая полка от сборной плиты перекрытия (*рис. 4.6, 4.7*).

4.3.3.1. Расчет сечений сборно-монолитных поясов, нормальных к продольной оси элемента, по I-й группе предельных состояний.

Расчет сечений нормальных к продольной оси элемента производится в соответствии с пособием [122], где проверяется прочность на действие изгибающего и крутящего момента (M и M_K) и

продольной силы (N). Предельные усилия в сечении элемента определяются с учетом допущений по применению материалов, в соответствии с нормами [10, 112, 119]. При этом: -

принимается сопротивление бетона растяжению $R_{bt}=0$; - сопротивление бетона сжатию – R_b равномерно распределено по сжатой зоне бетона (другие допущения относятся к преднапряженной арматуре). Также учитываются ниже следующими особенностями *СбМт* конструкции:

- при наличии в сечении *СбМт* конструкции арматуры и бетонов разных классов, каждую арматуру и бетон с соответствующей частью сечения элемента вводят в расчет прочности с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам;

- при этом вместо $R_b S_b$ и $R_b A_b$ подставляют суммы $\sum R_{bj} S_{bj}$, и $\sum R_{bj} A_{bj}$, где: R_{bj} - расчетное сопротивление сжатию j -го бетона (соответствующего класса) в сечении сборно-монолитного элемента; S_{bj} - статический момент площади сечения сжатой зоны j -го бетона относительно соответствующей оси, принятой для определения изгибающего момента M ; A_{bj} - часть площади сечения сжатой зоны бетона соответствующего класса.

Кроме того, при определении характеристики сжатой зоны $\omega=\alpha-0,008 R_b$ [112, ф. (26)] принимается

$$R_b = \left(\sum R_{bj} S_j \right) / S, \quad (4.14)$$

где S и S_j - статические моменты, соответственно, всей площади поперечного сечения сборно-монолитного элемента и площадей, образованных j -м бетоном с прочностью бетона R_{bj} , относительно оси, проходящей по центру тяжести крайнего растянутого стержня арматуры.

В железобетонных слабо армированных элементах, характеризующихся тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны (*что имело место и при испытаниях поясов, глава 3*), площадь сечения продольной растянутой арматуры увеличивается не менее чем на 15%, по сравнению с требуемой из расчета по прочности [122, п. 2.6].

4.3.3.2. Расчет сечений наклонных к продольной оси элемента, в стадии предельных состояний 1-й группы.

В соответствии с пособием [122], расчет элементов *СбМт* конструкции по наклонным сечениям зависит от типа поперечного сечения и производится для обеспечения прочности по формулам пособия на действие:

- поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами;
- поперечной силы по наклонной трещине;
- изгибающему моменту по наклонной трещине.

Рассматриваемая конструкция пояса (рис. 4.6) относится ко 2-му типу - сечение по ширине состоит из бетона сборного элемента и монолитного бетона. Расчет *СбМт* конструкций этого типа производится по наклонным сечениям при одинаковых расчетных усилиях два раза (по двум расчетным схемам, рис. 4.8):

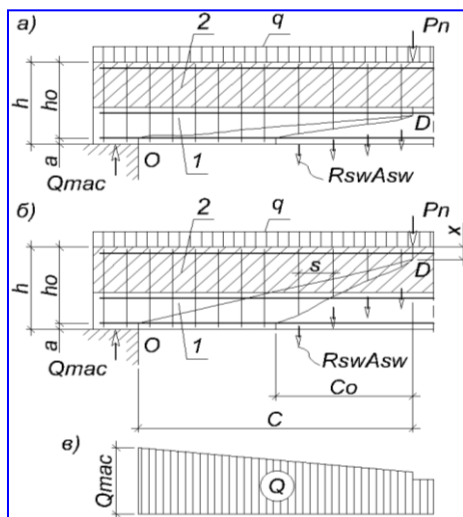


Рис. 4.8. Расчетная схема по наклонным сечениям пояса: по рабочей высоте сборного (а) и сборно-монолитного (б) элемента; эпюра поперечных сил (в); 1-сборный элемент; 2- монолитный бетон [рис. автора].

- по рабочей высоте сборного элемента с учетом ширины участков сечения, состоящих из бетонов сборного элемента и монолитного с соответствующей прочностью (рис. 4.8, а);

- по рабочей высоте и ширине *СбМт* элемента и прочности монолитного бетона (рис. 4.8, б).

Из указанных выше двойных расчетов принимается наиболее благоприятный результат (более высокая несущая способность) [122]. Однако из анализа выявлено, что прочность наклонного сечения при испытаниях *СбМт* поясов значительно ниже, чем по расчету (см. табл. 2.2). Анализ показывает, что при расчетах прочности наклонного сечения *СбМт* поясов достаточно учитывать только вертикальное монолитное ребро.

4.3.3.3. Расчет железобетонных сборно-монолитных поясов в стадии предельных состояний 2-й группы.

Особенности работы сборно-монолитных поясов во 2-й группе предельных состояний соответствуют физической модели, полученной А.Е. Кузьмичевым, описанной в общих сведениях настоящего раздела.

В целом расчет *СбМт* поясов по 2-й группе производится в соответствии со *СНиП* и справочным пособием с учетом краевых деформаций, вызванных предварительным пригрузом сборного элемента и усадкой бетона, которая исчезает после образования трещин [10, 112, 119, 122]. Этот расчет предполагает:

- расчет *СбМт* конструкций по образованию, раскрытию и закрытию трещин в сборных элементах, нормальных и наклонных к продольной оси конструкции – в зоне действия наибольших растягивающих напряжений [122, п. 3.1-3.14];

- расчет по деформациям - определение кривизны *СбМт* конструкций на участках без трещин и с трещинами в растянутой зоне [122, п. 3.11-3.18].

По результатам экспериментальных исследований установлено, что предельный прогиб $CбМт$ поясов с пролетом $L=3м$ не превышал нормативный $f=L/150=20$ мм, при нагрузке 135 кН (13,5 тс), составляющей 85% от разрушающей в балках серии B , имитирующих над опорную зону неразрезных поясов, что выше эксплуатационной стадии II , составляющей 55÷65% от разрушающей нагрузки (коэффициент запаса $k=1,3÷1,5$). При испытаниях деформации от усадки не выявлены.

4.4. Аналитический метод расчета прочности контактного шва между элементами сборно-монолитного пояса.

4.4.1. Расчет сопротивления шва сдвигу сборно-монолитного пояса.

Прочность контактного шва сборного элемента с монолитным бетоном, прежде всего за-

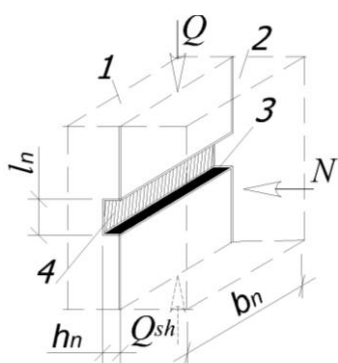


Рис. 4.9. Расчетная схема шпонок:
1-сборный элемент;
2- монолитный бетон;
3-сжатая полка;
4-срезаемая контактная поверхность [рис. автора].

висит от работы шпоночных элементов $CбМт$ пояса на срез и сжатие полок, воспринимающих перерезывающую силу (Q). Размеры бетонных шпонок вычисляются по $CНшП$ исходя из рис. 4.9, где обозначения приведены к пособию [122], принимая h_n – глубину;

l_n – высота; b_n – длина; n – число шпонок, (прямоугольных, трапецевидных), зависит от их шага s , в зоне расслоения длиной l_{sh} и принимается $n=l_{sh}/s \leq 3$; Q_{sh} – внутреннее усилие, воспринимающее внешнюю сдвигающую силу Q . Расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона - R_b и R_{bt} . 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.

Условие прочности шпонок на сжатие их полок, в общем виде

$$Q \leq Q_{bn} = n R_b A_b, \quad (4.15)$$

где Q_{bn} – усилие сжатия бетона шпонок, воспринимаемое швом.

Условие прочности шпонок на их срез, в общем виде

$$Q \leq Q_{bt} = 2n R_{bt} A_{bt}, \quad (4.16)$$

где Q_{bt} – усилие среза бетона, воспринимаемое швом

При наличии сжимающей силы N высота шпонок

$$l_n^N \geq (Q - 0,7N) / Q_{bt} > 2l_n \quad (4.17)$$

При испытаниях образцов пояса выявлено, что в III-й разрушающей стадии может происходить «традиционный» срез бетона по плоскостям контакта сборных и монолитных элементов на концевых участках балок, между опорой (O) и сосредоточенным грузом (зона l_{sh}), где касательные напряжения достигают максимума в растянутом бетоне, не пересекая косую линию D_k-D

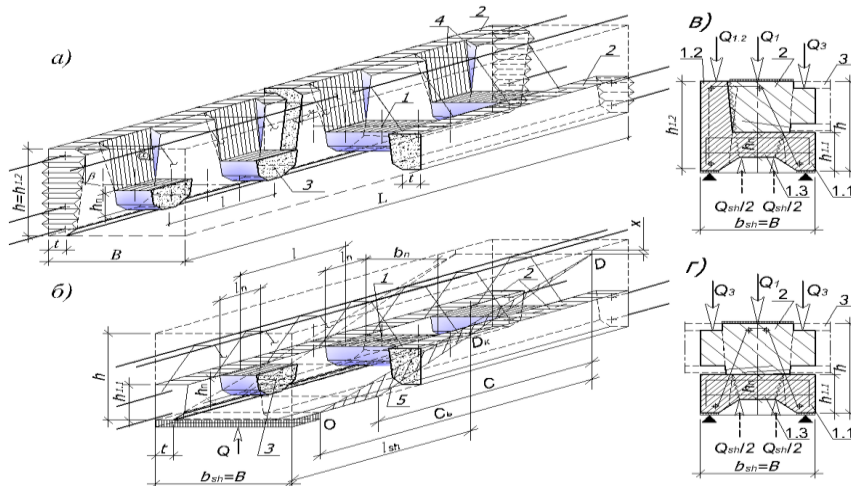


Рис. 4.10. Расчетная схема контактного шва СбМт поясов наружных (а), внутренних (б) и их поперечных сечений (в, г) с распределением между элементами перерезывающей силы Q , вызывающей внутренние срезающие усилия Q_{sh} : 1 - сжимаемая площадь сквозной шпонки-перемычки (A_b); 2 - то же растворных швов на опорных полках сборной балки ($A_{bl}, A_{bl.1}$); 3 - площадь среза шпонки-перемычки (A_{bt}); 4 - сжимаемая площадь вертикальной шпонки (A_{bl}); 5 - наклонные сечения пояса, при расчете Q [рис. автора].

рассекая косую линию D_k-D (рис. 4.10, б). Расслоение между ветвьбалками и монолитным бетоном может происходить по контактному шву по вертикали (рис. 4.10, в, г). Наибольшая внешняя перерезывающая сила Q , действующая на пояс, передается на элементы сборного блока, вызывает образование диагональной трещины и срез по контактному шву в растянутой зоне (рис. 4.10, 4.11), приведенной площадью

$$A_{sh}=b_{sh} \times l_{sh} \quad (4.18)$$

Она распределяется между элементами пояса пропорционально их несущей способности (рис. 4.10, 4.11), без учёта в работе растворного шва под плоским гладким перекрытием. Эта сила Q воспринимается усилием среза Q_{sh} , возникающим в срезаемых плоскостях ($Q_{sh}/2+Q_{sh}/2$). Условие равновесия:

$$Q \leq Q_{sh} \quad (4.19)$$

Внешняя сила Q приложена к монолитному элементу частями, в виде силы Q_1 и Q_3 и передается на элементы сборного блока (рис. 4.10, 4.11 а-а, б-б):

- на арматурные выпуски из ветвьбалок, испытывающие усилия среза $Q_{sw,1.1}$;
- 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 контактный шов, который испытывает сцепление, механическое зацепление и обжатие по плоскостям бетона $Q_{sh,b}$.

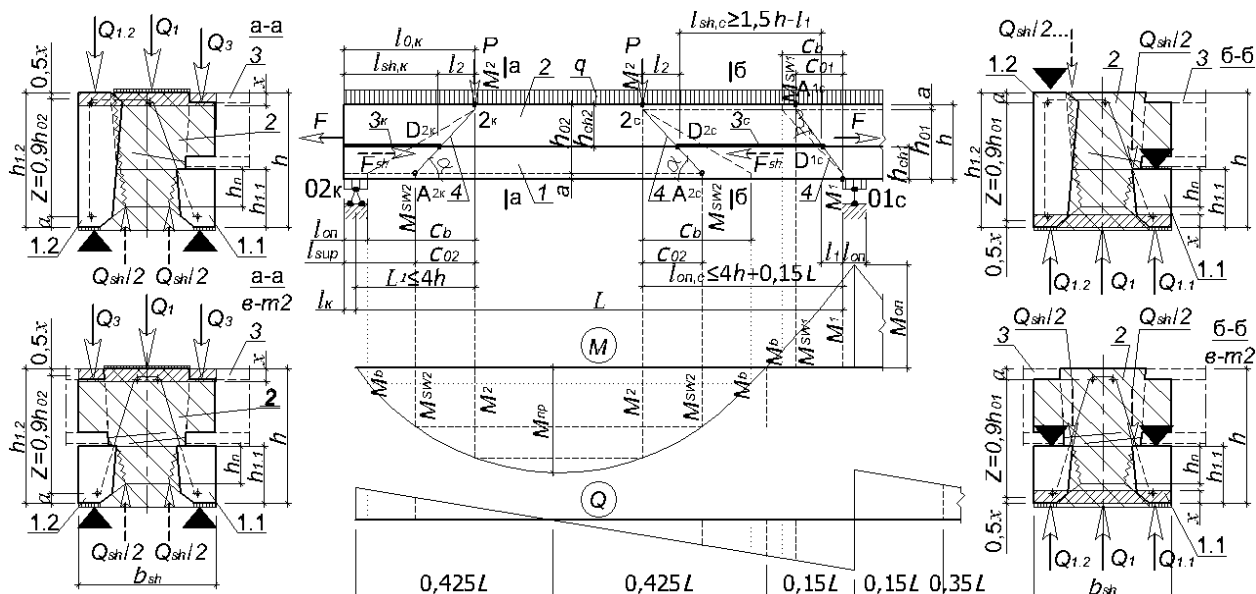


Рис. 4.11. Расчетная схема длины сдвига контактного шва пояса у крайней и промежуточной опор [рис. автора]:

a-a, б-б - поперечные сечения пояса с распределением между его элементами внешней перерезающей силы Q и воспринимаемого усилия среза Q_{sh} ; 1 – сборный элемент; 2 – монолитный 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 сечение; F – сдвигающая сила контактного шва; F_{sh} – сдвигающее усилие воспринимаемое швом, приходящее на площадь среза $A_{sh} = b_{sh} \times l_{sh}$.

Выпуски арматуры и шпонки-перемычки срезаются в двух плоскостях, в местах примыкания к ветвьбалкам (рис. 4.10 в, г и 4.11 *a-a, б-б*). При работе шпонок на сжатие, усилие среза, воспринимаемое швом с приведенной расчётной площадью $A_{sh} = b_{sh} \times l_{sh}$ равно

$$Q_{sh} = Q_{sh,bn} = Q_{bn} + Q_{sw} + Q_{sh,b} = nR_b A_b + Q_{sw} + Q_{sh,b}, \quad (4.20)$$

а при работе шпонок на срез, усилие среза этого шва равно

$$Q_{sh} = Q_{sh,bt} = Q_{bt} + Q_{sw} + Q_{sh,b} = 2nR_{bt} A_{bt} + Q_{sw} + Q_{sh,b}, \quad (4.21)$$

Из двух значений в формулах 4.20 и 4.21 принимается наибольшее значение Q_{sh} .

Формулы 4.20 и 4.21 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 сдвигу

$$R_{sh} = Q_{sh} / A_{sh} \quad (4.22)$$

Тогда принимается сопротивление шва сдвигу за счёт сжатия бетона шпонок

$$R_{sh,n} = Q_{bn} / A_{sh} = nR_b A_b / A_{sh} \quad (4.23)$$

либо сопротивление шва сдвигу за счёт среза бетона шпонок

$$R_{sh,n} = Q_{bt} / A_{sh} = 2nR_{bt}A_{bt} / A_{sh} \quad (4.24)$$

Откуда среднее суммарное сопротивление шва сдвигу равно

$$R_{sh} = Q_{sh} / A_{sh} = R_{sh,n} + \Sigma R_{sh,s} + R_{sh,b}, \quad (4.25)$$

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

$$Q_{sw} = Q_{sw,1.1} + Q_{sw,1.3} \quad (4.26)$$

$$Q_{sw} = f(R_{sh,s}), \quad (4.27)$$

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 [122, ф. (78)] и равно

$$\Sigma R_{sh,s} = R_{sh,s1.1} + R_{sh,s1.3} \quad (4.28)$$

Приведенные формулы (4.23÷4.25) имеют такой же физический смысл, что и формулы пособия [122, ф. (74, 80, 81)]. При этом в поперечном армировании дополнительно учитываются горизонтальные арматурные стержни ($R_{sh,s1.3}$) шпонок-перемычек.

При расчете прочности контактного шва с учетом совместной работы шпонок и поперечной арматуры, расчетное сопротивление контактного шва сдвигу принимается по формуле (4.25) или пособия [122, ф. (75)], без учета сопротивления шва сдвигу $R_{sh,b}$ за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона – т.е. по сокращенной формуле

$$R_{sh} = R_{sh,n} + \Sigma R_{sh,s}, \quad (4.25a)$$

Дальнейшие расчёты выполняются по пособию [122] с учётом разработанной автором расчётной схемы рис. 4.10 с учётом теорий Сунгатулина Я.Г. [124] и Кузьмичёва А.Е. [74] и практических примеров, приложенных к диссертации.

При расчете прочности контактных швов у промежуточных опор неразрезных балок или плит среднее значение напряжения обжатия контактного шва, определяемое по формуле пособия [122, ф. (77)] принимают $\sigma_{b,m} = 0$.

Откуда у промежуточной опоры, при сейсмическом воздействии сопротивление шва сдвигу (подробно см. прилож. III.24, с. 174)

$$R_{sh,b} = 0,49 \gamma_{b3} R_{bt} \quad (4.29)$$

При этом плоский гладкий, а также неармированный плоский контакт при действии многократно повторяющейся (сейсмической) нагрузки применять не допускается [122, п.2.30, прим.]. Характеристики контактов принимаются по [122, табл.1].

Так, при расчетах монолитных и сборно-монолитных поясов без шпонок приемлема формула общего вида (4.25), а при расчетах СбМт поясов с учетом совместной работы шпонок и поперечной арматуры приемлема сокращенная формула (4.25a).

4.4.2. Расчет прочности контактного шва сборно-монолитного пояса. Прочность шва между сборным элементом и монолитным бетоном должна удовлетворять условию [122, ф. (66)].

$$F \leq F_{sh}, \quad (4.30)$$

где F_{sh} - предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом пояса

$$F_{sh} = R_{sh} A_{sh} = R_{sh} b_{sh} l_{sh}, \text{ кН (тс)}, \quad (4.30a)$$

F – сдвигающая сила в шве от внешней нагрузки определяется в соответствии с пособием [122, п. 2.26].

У крайней опоры по формуле пособия [122, ф. (67)]:

$$F = (M - M_{sw}) / z, \quad (4.31)$$

где M - момент от внешней нагрузки в нормальном сечении, проходящем через конец рассматриваемого наклонного сечения у сжатой грани элемента; z - плечо внутренней пары продольных сил в наклонном сечении;

M_{sw} - момент, воспринимаемый поперечной арматурой в рассматриваемом наклонном сечении, принимаемый не более M (учитывая данные *Я.Г. Сунгатуллина* [124]):

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 \leq M \quad (4.32)$$

где q_{sw} - интенсивность усилий в поперечной арматуре

$$q_{sw} = (R_{sw} A_{sw}) / s, \quad (4.33)$$

c - длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, обозначенная согласно норм, соответствует значению c_0 на *рис. 4.10*.

В соответствии с нормами $c = (1 \div 2) h_0$ [96, 112, 119]. Выбираются произвольно сечения с наименьшей несущей способностью. При сейсмическом воздействии (8 баллов) на расстоянии $1,5h$ интенсивность поперечного армирования увеличивается до 2-х раз [113, п.3.20]. Следовательно, при расчетах поясов можно выбрать три наклонных сечения с проекциями на продольную ось элемента

$$c_{(1)} = 1,5h_0, \quad (4.32a)$$

$$c_{(2)} = 2h_0, \quad (4.32б)$$

$$c_{(3)} = h_0, \quad (4.32в)$$

По испытаниям $c = (1 \div 1,3) h_0$, по расчетам наименьшая прочность шва достигается при $c = 2h_0$, что согласуется с нормами [119, п.8.1.35].

$$\text{Плечо } z = 0,9h_0, \quad (4.34)$$

где h_0 рабочая высота сечения (см. *рис. 4.6*).

Зоны поверхности сдвига длиной l_{sh} ограничены приопорными наклонными трещинами в тех местах, в которых моменты от внешних сил превышают или равны момен-

там образования трещин ($M \geq M_{sw}$, в соответствии с исследованиями Я.Г. Сунгатуллина [124]).

У крайней опоры длина поверхности сдвига ($l_{sh,\kappa}$) принимается равной расстоянию от торца элемента до точки, в которой наклонное сечение пересекает плоскость, проходящую через геометрический центр поверхности сдвига (рис. 4.10, 4.11), по формуле пособия [122, ф. (70)] с дополнением:

- ограничением длины поверхности сдвига $l_{sh,\kappa}$ (за вычетом расстояния l_κ от торца до опоры, рис. 4.11) в пределах 4-х высот (h) пояса, в соответствии с исследованиями А.Е. Кузьмичева [74] (см. гл.1);

$$l_{sh,\kappa} = l_{0\kappa} - l_2 \leq 4h + l_\kappa - l_2, \quad (4.35)$$

где $l_{0\kappa}$ - расстояние от торца элемента до конца наклонного сечения у сжатой грани

$$l_{0\kappa} = L_1 + l_\kappa \leq 4h - l_{on}, \quad (4.35a)$$

l_2 - расстояние от конца наклонного сечения у сжатой грани до конца поверхности сдвига,

$$l_2 = c_2(h_{sh,2}/h_{02}), \quad (4.35б)$$

$h_{sh,2}$ - расстояние от геометрического центра поверхности сдвига до сжатой грани элемента (рис. 4.11); l_{on} - длина опоры.

У промежуточных опор, на участке между двумя наклонными сечениями, расположенном в пролете, в зоне, где действуют моменты разных знаков (рис. 4.11) значение сдвигающей силы в шве от внешней нагрузки определяют по формуле пособия [122, ф. (71)]:

$$F = (M_1 - M_{sw1})/z_1 + (M_2 - M_{sw2})/z_2, \quad (4.36)$$

где M_1 и M_2 - моменты от внешней нагрузки в нормальных сечениях всей *СбМт* конструкции, проходящих через концы наклонных сечений у ее сжатых граней; M_{sw1} и M_{sw2} - моменты, воспринимаемые поперечной арматурой в наклонных сечениях, определяемые по формуле (5.42);

z_1 и z_2 - плечи внутренней пары продольных сил в наклонных сечениях, равные: $z_1 = 0,9h_{01}$; $z_2 = 0,9h_{02}$, где h_{01} - рабочая высота всего сечения *СбМт* конструкции у средней опоры, где действует опорный изгибающий момент M_{on} , h_{02} - то же у крайней опоры и в пролетах, где действует противоположно направленный момент M_{np} .

У промежуточных опор длина поверхности сдвига $l_{sh,c}$ принимается равной расстоянию между точками пересечения двумя рассматриваемыми наклонными сечениями плоскостью, проходящей через геометрический центр поверхности сдвига.

$$l_{sh,c} = l_{oc} - l_1 - l_2 \geq 1,5h - l_1 \quad (4.37)$$

где l_{oc} - расстояние от сжатого конца наклонного сечения, расположенного у опоры, до сжатого конца другого наклонного сечения, расположенного в пролете, принимаемое не более $4h+0,15L$;

- $1,5h$ - зона действия максимальных поперечных усилий в сейсмических условиях, вблизи жестких узлов [113];

- l_1 и l_2 - расстояния от сжатых концов наклонных сечений до концов поверхности сдвига.

Здесь $l_1 = c_{01}(h_{sh1}/h_{01})$, $l_2 = c_{02}(h_{sh2}/h_{02})$

где h_{sh1} , h_{sh2} - расстояния от геометрического центра поверхности сдвига до сжатых граней элемента;

c_{01} , c_{02} - длины проекций наклонных сечений.

В общем случае, зная длину поверхности сдвига l_{sh} и внутренние усилия сопротивления шва сдвигу F_{sh} , определяются для каждого положения поверхности сдвига, соответствующие значения внешнего воздействия моментов M , M_{sw} и сдвигающей силы F . Затем производится проверка прочности контактного шва, при его различных положениях, из условия (4.30) [122, ф. (66)], устанавливая при этом достаточна или недостаточна его прочность. Если сопротивление шва сдвигу недостаточно, то увеличивается насыщение пояса поперечным армированием, шпонками и шпонками-перемычками или другими проверенными средствами.

4.5. Рекомендации по проектированию, эффективность и использование антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий.

4.5.1. Рекомендации по проектированию сборно-монолитных поясов и повышению сейсмостойкости зданий.

1. Для определения усилий в AC поясах **рекомендуется** использовать разработанную методику расчета зданий с учетом подоконных частей и локальных деформаций стен расчетно-аналитическим и численным методами (*МКЭ с помощью программы SCAD*), преимущественно с учетом пространственной работы здания, неупругих свойств материалов и неравномерных деформаций основания с учетом действия сейсмических сил. Предложенная методика наиболее приближена к физической модели.

2. Расчет поясов численным методом **предпочтительнее**, т.к. дает наиболее полную информацию об НДС в конструкциях зданий, нежели по формулам аналитического метода. **Предлагается:** - с помощью метода последовательного приближения, при расчетах

зданий МКЭ, учитывать развитие нелинейных деформаций, сниженную жесткость деформированных участков в местах начала образования трещин в простенках путем введения их модуля упругости $E=0$. При этом для учета нелинейной работы слабо армированных поясов, в соответствии с пособием [122, п. 2.6] допускается увеличивать сейсмическую силу на 15%, ограничивая увеличение периода колебаний (T) до 30%, за пределами которых могут образовываться пластические шарниры и локальные повреждения несущих конструкций зданий.

Эти искомые места начала образования трещин являются первоначальными опорами для неразрезного пояса, либо «точками» передачи нагрузки на него, которые с развитием деформаций перемещаются в зависимости от направления горизонтальной составляющей сейсмической силы, в ту либо другую сторону, увеличивая расчетный пролет.

3. Как стены, так и перекрытия при работе из своей плоскости изгибаются, вызывая кручение в поясах крайних стен. Горизонтальный отпор торцов плит перекрытий (H) вызывает изгиб крайних поясов, в плоскости дисков перекрытий, при горизонтальной сейсмической нагрузке. Для исключения такого изгиба и восприятия кручения, целесообразно в швах между сборными плитами перекрытий выполнять *СбМт* железобетонные вставки – связевые балки, играющие роль затяжки между ближайшими ригелями. При этом для исключения опалубочных работ **предлагается** выполнять выступы в низу продольных бортов плит с поперечно-направленными шпоночными углублениями и петлевыми арматурными выпусками для связи в поперечном направлении, что также увеличит жесткость диска перекрытия.

4. Выполненные испытания и расчеты прочности контактного шва со шпонками и поперечным армированием *СбМт* пояса свидетельствуют о том, что совместность работы составных элементов в процессе эксплуатации (стадия II) обеспечена и составляет 0,55-0,65 разрушающей нагрузки (стадии III). При этом в стадии разрушения шпонки-перемычки не претерпевают разрушения, даже если происходит «традиционное» расслоение плоской части контактного шва в приопорных зонах, что предотвращает внезапное хрупкое разрушение за пределами расчетных нагрузок. В результате таких пластических деформаций, в критической ситуации изменяется жесткость и амплитуда колебаний конструкций здания, сейсмическая нагрузка падает, устойчивость сохраняется.

5. При расчетах *СбМт* пояса следует учитывать два этапа приложения нагрузки – 1-й до и 2-й после омоноличивания. На 1-м монтажном этапе опорная ветвь сборного блока рассчитывается на нагрузки, приложенные к ней, независимо от другой ветви. На 2-м, монтажно-эксплуатационном этапе, после омоноличивания и достижения проектной проч-

ности бетона, *СбМт* пояс работает полным сечением на суммарные нагрузки, приложенные к нему, не зависимо от того, что часть нагрузки была приложена только к сборному блоку.

В расчетах рекомендуется учитывать жесткость перекрытия в сжатой зоне пояса, увеличивающие его несущую способность, что подтверждается расчетами и испытаниями.

б. При совершенствовании строительных норм сейсмостойкого строительства Р. Молдова по проектированию зданий с каменными стенами, **предлагается** использовать вышеперечисленные результаты разработки методов конструирования и расчетов *АС СбМт* поясов. При этом целесообразно учитывать последние научные достижения, включая ближайшие аналоги России: - СП 14.13330.2014 [118], СП 63.13330.2012 [119], Казахстана: СП РК 5.02-01-2009 [120], Украины: ДБН В.1.1-12:2006 [45], Европейские нормы: Еврокод 2 (проектирование ж.б. конструкций) [27, 140], Еврокод 6 (проектирование каменных конструкций) [138, 139], Еврокод 8 (проектирование сейсмостойких конструкций) [141], а также передовой опыт Японии, Америки и др. стран.

4.5.2. Эффективность антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий.

В процессе исследований выявлены особенности предлагаемых *АС СбМт* поясов и возможности их использования в различных стенах зданий.

1. Разработка предлагаемых *АС СбМт* поясов направлена на достижение технологичности, эффективности и экономичности их конструкции. Предложенный *СбМт* пояс сравнивался с его *СбМт* аналогом, предусмотренным действующими нормами Молдовы и Украины [11, 45, 102] и с монолитным эталоном (*рис. 4.12*). Технико-экономические показатели этих поясов приведены в *табл. 5.1*. Армирование поясов принято по расчету:

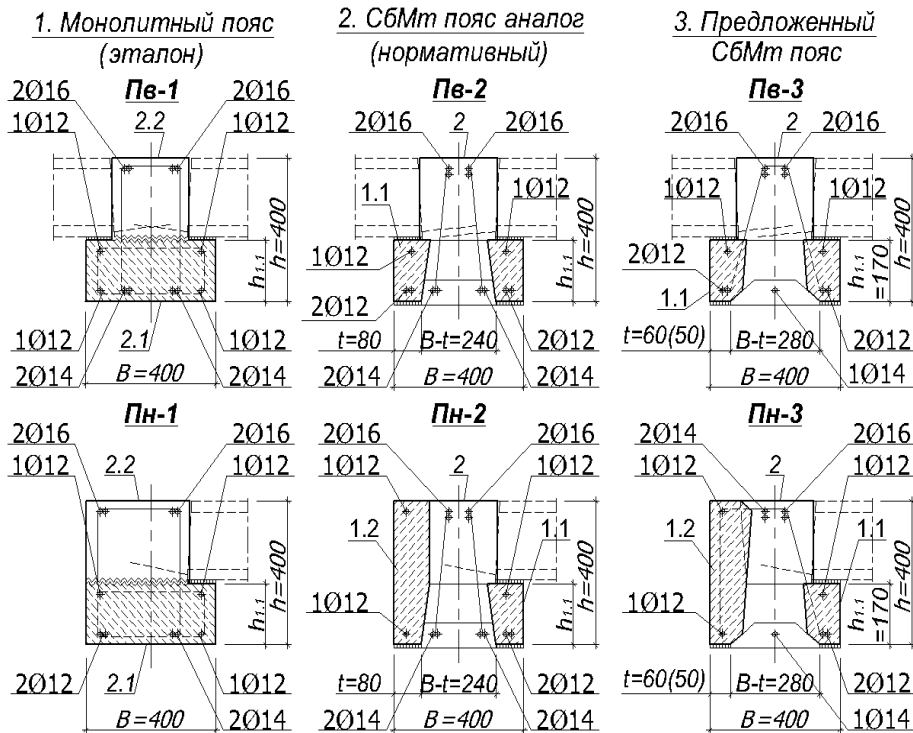
- 1-й этап работы – не полным сечением (только сборным блоком) по расчету аналитическим методом (*рис. 4.7, прил. П1.2.2*);

- 2-й этап работы – полным сечением (всей *СбМт* конструкцией) по расчету поясов в зданиях, методом конечных элементов (*рис. 4.6, прил. П1.1*).

2. В результате анализа (*табл. 4.1*) выявлено, что предложенный *СбМт* пояс обеспечивает:

- **высокую технологичность**, за счет монтажа сборных поясных блоков в одном технологическом цикле с перекрытиями;

- **повышение эффективности внешнего контактного шва пояса за счет** увеличения плотности со стеной до 70÷75%, в то время, когда в *СбМт* аналоге и минимально-



Продольное армирование принято кл. А400 (AIII) марки 25Г 2С, а поперечное кл. А240 (A1), по 2Ø8, s/100, для предельно-нагруженных поясов над 1-м и 2-м этажом с учетом разрушения "слабого" простенка на 1-м этаже.

Рис. 4.12. Схема исходных данных для расчета технико-экономических показателей, предложенного АС *СбМт* пояса (3), его *СбМт* аналога (2), предусмотренного действующими нормами Молдовы и Украины [11, 45, 120] и монолитного эталона (1): 1.1, 1.2 - ветвьбалка сборного блока, 2 - монолитный бетон; 2.1- монолитный элемент 1-го этапа бетонирования; 2.2 - тоже 2-го [рис. автора].

реннее сдвигающее усилие в шве предложенного *СбМт* пояса составляет $F_{sh}=415$ кН (41,5 тс), что в 1,5 раза больше действующей на него внешней сдвигающей силы равной $F=285$ кН, выявленной при расчете МКЭ исследованных 5-ти этажных зданий. В то время, когда в аналоге внутреннее сдвигающее усилие, воспринимаемое плоским гладким швом $F_{sh}=0$ кН (совместность разновозрастных бетонов АС *СбМт* пояса не обеспечивается и кроме того плоский гладкий контакт не допускается в сейсмических условиях по норме). В монолитном эталоне внутреннее сдвигающее усилие, воспринимаемое технологическим не заглаженным швом с выступами не менее 10 мм, составляет $F_{sh}=145$ кН, что недостаточно и почти в 2 раза меньше действующей на пояс внешней сдвигающей силы ($F=285$ кН);

требуемая по норме - 60% [49÷51, 11, 45];

- **повышение эффективности внутреннего контактного шва разновозрастных бетонов *СбМт* пояса, по сравнению с *СбМт* аналогом, за счет шпоночно-арматурных связей и по сравнению с монолитным эталоном, за счет монолитного ребра, выполняемого на всю высоту пояса, исключаящего горизонтальный технологический шов. При этом воспринимаемое внут-**

Таблица 4.1. Показатели эффективности антисейсмических поясов.

АС пояса, 400x400 мм			Технологичность				Эффективность									Экономичность	
N п/п	Тип	Марка	Опалубка стенок, м ² /мп		Соотношение опалубочных работ, $K=A_{om}/A_o$	Перерыв на твердение бетона до 70% прочности	Опорная площадь, м ² /мп			Прочность шва в поясе			Изгибная жесткость пояса		Продольное армирование		
			Всего	Монтажная, A_{om}			Всего, A_n	Монолитным бетоном, A_m	Заполненность контактного шва, $K=A_m/A_n$	Воспринимаемое сдвигающее усилие, F_{sh} , кН(тс)	Внешняя сдвигающая сила, F , кН(тс)	Запас прочности, $K=F_{sh}/F$	C_n , 10 ⁹ Нсм ² (кгс см)	Соотношение с монолитом, $K=AC_n/C_{nl}$	Расход, G , кгс/мп	Отношение к эталону (1) / аналогу(2)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15			16
1	Монолит Рш-3 (эталон)	Пв-1	0,26	0,26	1	1	0,4	0,4	1	145 (15)	285 (29)	0,51	4,9 (49)	1	14,70	$\frac{1}{x}$	$\frac{x}{x}$
		Пн-1	0,56	0,56	1	1	0,4	0,4	1	278 (28)	285 (29)	0,98	4,9 (49)	1	13,81	$\frac{1}{x}$	$\frac{x}{x}$
2	СбМт Рш-2 (аналог)	Пв-2	-	-	-	-	0,4	0,24	0,6	0	285 (29)	0	x	x	16,47	$\frac{1,12}{x}$	$\frac{(12)}{X}$
		Пн-2	-	-	-	-	0,4	0,24	0,6	0	285 (29)	0	x	x	15,58	$\frac{1,13}{x}$	$\frac{(13)}{X}$
3	СбМт Рш-1 (предложенный)	Пв-3	-	-	-	-	0,4	0,28	0,7	415	285	1,5	4,7	0,96	12,85	$\frac{0,87}{0,78}$	$\frac{13}{22}$
		Пн-3	-	-	-	-	0,4	0,28	0,7	415	285	1,5	4,7	0,96	11,22	$\frac{0,81}{0,72}$	$\frac{19}{28}$

- **повышение экономичности**, за счет принципа армирования пояса наклонными хомутами.

При этом экономия металла, соответственно для внутренних (Пв) и наружных (Пн) поясов составляет 13 и 19% (до 15-20%), по сравнению с монолитным эталоном, а также 22 и 28% (до 25-30%), по сравнению с СбМт аналогом.

4.5.3. Использование антисейсмических *СбМт* поясов в строительстве зданий.

1. При использовании сборно-монолитных поясов монтируются вначале сборные поясные блоки и на них опираются сборные плиты, либо монолитные или *СбМт* перекрытия, в одном технологическом цикле. Затем с плит или опалубки перекрытий укладываются недостающая арматура и монолитный бетон. При этом ликвидируются технологические перерывы, необходимые для твердения бетона опорной части пояса до 70% проектной прочности (около 7 дней) и отпадает необходимость в устройстве стенок опалубки, сокращается трудоемкость и сроки строительства.

2. Предлагаемая конструкция *АС СбМт* пояса использована при строительстве 9-ти этажного, 132-х квартирного жилого дома по ул. И. Солтыса в г. Кишиневе (рис. 4.13).



Рис. 4.13. Предложенные антисейсмические *СбМт* пояса, внедренные при строительстве 9-ти этажного жилого дома комплексной конструкции в Кишиневе [рис. автора].

При ее внедрении автором была разработана новая комплексная конструкция здания с новыми несущими керамзитобетонными *T* и *L* образными блок-панелями наружных стен, толщиной 350 мм с сборно-монолитными поясами и с применением существующих панелей 135 серии внутри здания. За время эксплуатации здания с 1997 г. расчетного сейсмического воздействия (силой 7 баллов) не наблюдалось, каких-либо деформаций и отклонений от норм не обнаружено. Предшествующие варианты предложенной автором конструкции *АС СбМт* пояса использовались им в нескольких проектах (96-ти, 24-х, 25-ти квартирных) жилых домов.

3. *АС СбМт* пояса могут изготавливаться как обычной толщины ($t \approx 350 \div 400$ мм,

рис. 2.12, 4.1), так и тонкими ($t > 200 \div 300$, рис. 4.2, 4.15) и использоваться с эффективным утеплителем с наружи. СбМт пояса могут найти применение в стенах каменных, каркасно-каменных 2-го типа и предлагаемого 3-го типа с тонкими стенами и с переменным сечением колонн в их створе, а также в стенах комплексной конструкции и с железобетонными блоками, диафрагмами жесткости и т.д. Они применимы в различных типах зданий с сборными, сборно-монолитными и монолитными перекрытиями (см. 1.2.9-1.2.11). В зданиях, содержащих каркас, АС пояса выполняют функцию ригелей.

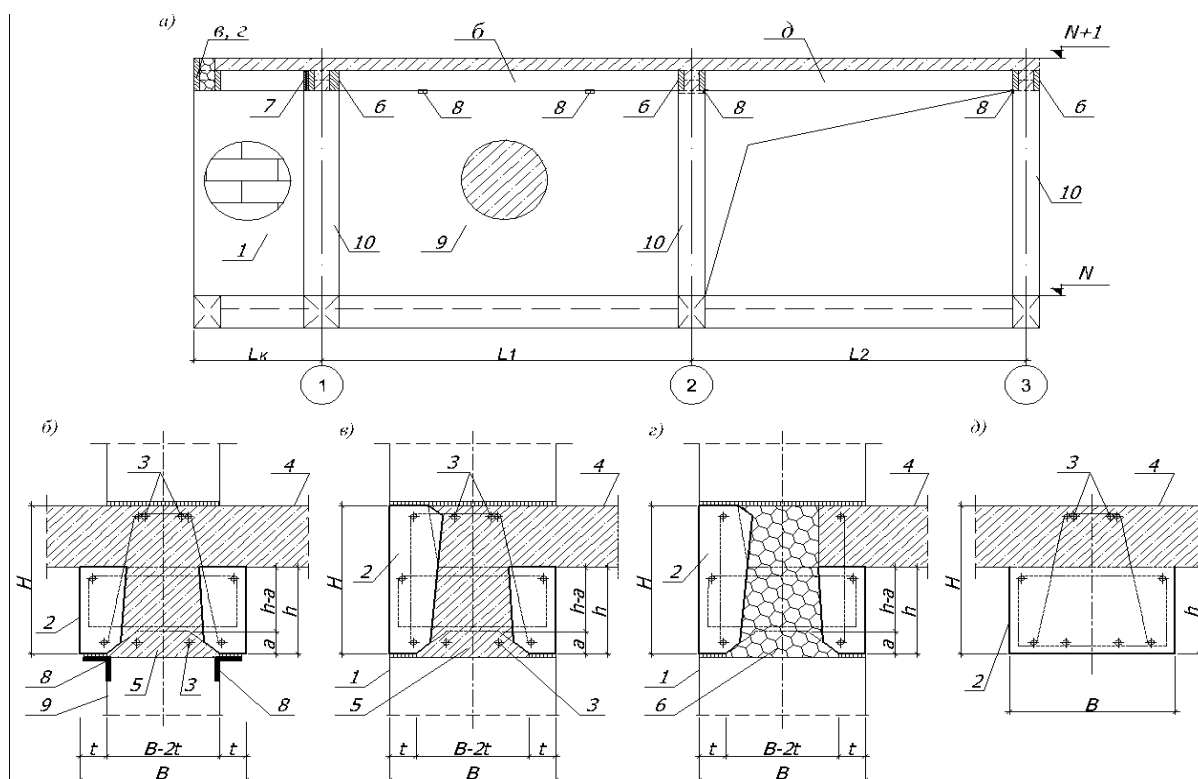
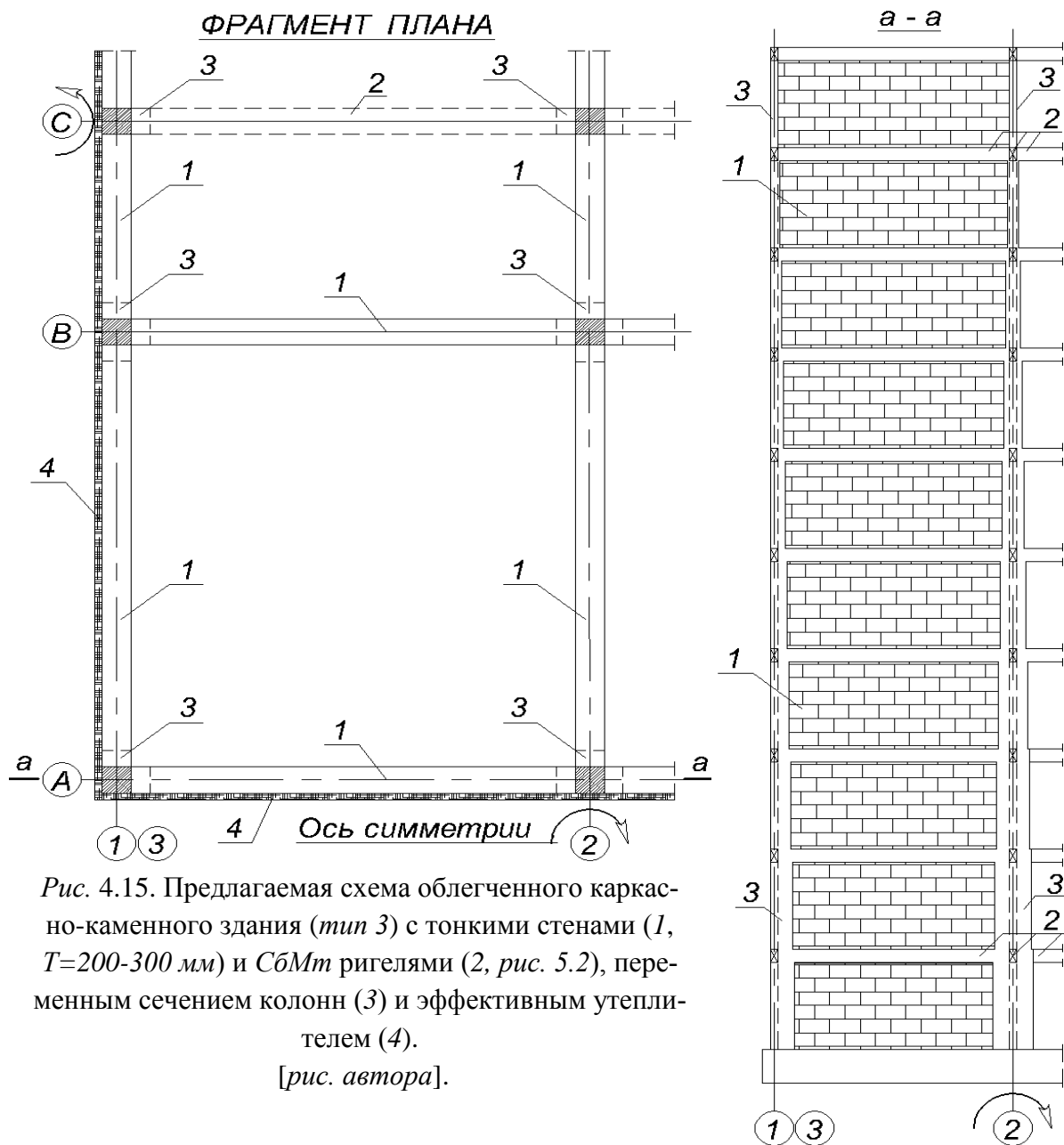


Рис. 4.14. Фрагмент рамы каркасного здания с диафрагмами жесткости и легким несущим стеновым заполнением (а), сборно-монолитный пояс (ригель) по внутренним стенам (б), по наружным стенам (в), тоже вариант обвязки балконов с теплоизоляционным внутренним слоем (г) и несущий ригель в пролетах без стен (д): 1 - стена; 2 - сборный блок СбМт пояса; 3 - монтажная арматура; 4 - перекрытие монолитное (либо СбМт); 5 - бетон монолитный тяжелый; 6 - тоже теплоизоляционный; 7 - внешний утеплитель; 8 - временные опорные детали; 9 - диафрагма; 10 - колонна [рис. автора].

4. Сборные блоки поясов могут использоваться с пустотелым дном, для опирания на стены и диафрагмы жесткости (рис. 2.10-2.12, 4.1) и с полнотелым дном над большими проемами (рис. 4.3). Пример таких поясов представлен на рис. 4.14, в каркасном здании с диафрагмами жесткости из монолитного железобетона.

Применение СбМт поясов в зданиях с сборными, СбМт и монолитными перекрытиями, сокращает время возведения каждого этажа, примерно на 25, 20 и 15%, соответ-

ственно, за счет ликвидации технологических перерывов, необходимых для твердения нижней части поясов, служащей платформой для перекрытий.



4.6. Выводы.

Из анализа исследований выявлена методика конструирования и расчета, антисейсмических сборно-монолитных поясов и возможность их практического использования.

1. Методика конструирования АС СбМт поясов позволяет достигать их эффективности за счет обеспечения совместной работы разновозрастных бетонов с помощью

механической связи, прежде всего шпонками-перемычками, пронизывающими монолитный бетон, препятствующими нарушению контактного шва в стадии разрушения. Этот же эффект усиливается противоположно направленными клиновидными шпоночными выступами на внутренних поверхностях ветвьбалок и выпущенным из них поперечным армированием, пронизывающим монолитный сердечник (р. 4.1, с. 110). Такое направление является новым в их проектировании. При конструировании *СбМт* поясов соблюдаются принципы:

- строительство в одном технологическом цикле с перекрытиями;
- достижение плотности контакта монолитным бетоном со стенами не менее 60% опорной площади поясов.

При этом:

- перемычки между ветвьбалками сборного блока могут быть: балочными, стержневыми или в виде перегородок. С помощью такого набора связей можно достигать различной степени совместности составных элементов, а изменением габаритов, прочности бетона и насыщенности армирования можно разрабатывать различные *СбМт* конструкции;

- *СбМт* пояса могут выполняться обычной толщины $T=350-400$ мм с железобетонными шпонками-перемычками и тонкими $T=200-300$ мм с металлическими перемычками между ветвьбалками и развитыми шпонками на контактных поверхностях;

- каждая ветвьбалка сборного блока при монтаже перекрытия над проемами работает отдельно, что следует учитывать в расчетах в 1-й стадии работы *СбМт* поясов не полным сечением;

- продольное и поперечное армирование *СбМт* поясов, во 2-й стадии их работы полным сечением, целесообразно выполнять в соответствии с расчетным значением, найденным для наиболее невыгодной силовой ситуации каждой ветви сборного блока и монолитного бетона над проемами;

- применение V-образных хомутов удачно, позволяет соединять сборный и монолитный элементы пояса в единое целое и рационально армировать их;

- главным разрушающим фактором *СбМт* поясов являются перерезывающие силы, выявленные при испытаниях, в отличие от расчетов, что следует учитывать при назначении прочностных параметров бетона и поперечного армирования, в первую очередь в районе приопорных сечений;

- в различных зданиях расположение проемов и их ширина могут быть различными. В связи с этим сборные поясные блоки целесообразно выполнять без днища по всей их

длине. Это приводит к необходимости устройства опалубки и дополнительного армирования монолитного бетона над проемами. Вместо этого, могут использоваться армо-бетонно-опалубочные перемычки, закрывающие днище над проемами;

- стык сборных поясных блоков между собой целесообразно выполнять закрытого типа, не требующего дополнительно монтажа опалубки, а также располагать его в середине простенка, смещая от его краевых граней, часто деформируемых при землетрясении.

2. Разработанный аналитический метод расчета АС поясов и расчетная модель, в отличие от известного метода Ю.В. Измайлова с вертикальной разрезкой крупноблочных стен и подоконных блоков, позволяют учитывать кладку подоконных частей, совмещенную с узкими простенками, при работе на перекося с поворотом в их плоскости, что более близко к физической модели (р. 4.2, с. 112).

В действительности, при горизонтально направленном сейсмическом воздействии нагрузка G от простенков передается на пояс через подоконную часть, более удаленную от опор, что приводит к увеличению изгибающего момента. Место - условная точка приложения этой нагрузки к поясу зависит от прочности материала подоконной части и чем прочнее материал, тем дальше от опор располагается эта точка. Это дает право принять условия передачи нагрузки от простенка через подоконную часть каменной кладки под углом до $\alpha=45^\circ$, что подтверждается численными исследованиями, где $\alpha=30\div 45^\circ$.

Места расположения опорной реакции пояса P_{ni} (точка O_1) и сосредоточенной силы $P_{ni}+G_{ni}$ (точка O_2), от вышележащей нагрузки (P_{ni}) и собственного веса (G_{ni}), а также ординаты X_{1ni} и X_{2ni} эпюр напряжения, зависят от расчетной модели. Поэтому расчеты ведутся методом последовательного приближения из условия равновесия простенка.

Наиболее актуальным является расчет численным методом.

3. Методика расчета АС СбМт поясов численным методом, используя метод конечных элементов с поэтапным методом расчета, разработанная на основе анализа норм, аналитических и численных исследований, наиболее точно соответствует физической модели, за счет учета нелинейной работы кладки стен с подоконными частями и вероятности разрушения наиболее слабого узкого простенка на нижнем этаже здания (р. 4.3, с. 116). Это позволяет: - выявлять более реальное поэтажное распределение сил, действующих на пояса, обеспечивать их необходимую несущую способность на нижних и верхних этажах, не допускать прогрессирующее обрушение стен в предельном состоянии с обеспечением устойчивости здания и возможности восстановления эксплуатационной пригодности; - создавать «многоступенчатые» выключающиеся связи, гасящие сейсмические колебания, снижающие сейсмическую нагрузку на здание.

4. Расчетные модели и методика расчета сборно-монолитных поясов по предельным состояниям, позволяют более достоверно рассчитывать их по несущей способности (прочности, 1-я группа) и пригодности к нормальной эксплуатации (деформациям и трещиностойкости, 2-я группа), за счет учета ниже следующего (р. 4.4, с. 120):

- **СбМт пояса** рассчитываются с учетом их особенностей, в соответствии со *СНиП* для железобетонных конструкций и справочным пособием по расчету *СбМт* конструкций **в две стадии**.

1-я стадия. Расчет сборного блока, до приобретения монолитным бетоном заданной прочности, производится на нагрузки, действующие в период возведения *СбМт* пояса (*собственный вес сборного и монолитного бетонов, временная монтажная нагрузка*), по предложенной расчетной модели.

При этом учитывается, что в процессе пригрузки сборного блока монтажной нагрузкой, его ветви, соединенные между собой перемычками, работают отдельно друг от друга.

2-я стадия. Расчет *СбМт* пояса полным сечением, после приобретения монолитным бетоном заданной прочности, производится на нагрузки, действующие в процессе завершения строительства и эксплуатации здания (*основное и особое сочетание нагрузок с сейсмическим воздействием*), не зависимо от того, что часть нагрузки действовала только на сборный блок с использованием расчетной модели.

*При этом расчет по несущей способности (прочность, 1-я группа) выполняется не только по сечениям нормальным и наклонным к продольной оси, а и по 3-ей схеме НДС, по прочности контактного шва разновозрастных бетонов, где в наибольшей степени проявляются особенности *СбМт* конструкции пояса, что весьма актуально.*

Учитываемые особенности:

- совместная работа элементов *СбМт* пояса обеспечивается, прежде всего, шпонками-перемычками, которые работают вплоть до стадии разрушения (III) не претерпевая среза, а испытывают только напряжения смятия. Также положительную роль играет поперечное армирование, выпущенное из ветвьбалок и шпоночные элементы;

- несущая способность *СбМт* пояса повышается до 2-х раз за счет *высокого продольного ребра и сжатых полок перекрытия*, учитываемых в расчетной модели.

Расчет *СбМт* поясов по 2-й группе предельного состояния производится с учетом краевых деформаций, вызванных предварительным пригрузом сборного блока.

5. Аналитический метод расчета прочности контактного шва разновозрастных бетонов, предложенного *СбМт* пояса (3-я схема НДС), впервые создает возможность

определять его внутреннее сдвигающее усилие F_{sh} и внешнюю силу F за счет ниже следующего (р. 4.5, с. 128).

5.1. Принятая расчетная схема контактного шва бетонов в поперечном сечении *СбМт* пояса учитывает, что общая поперечная сила Q распределяется между элементами пропорционально их несущей способности. В результате поперечные силы Q_1 и Q_3 , приложенные к монолитному элементу воспринимаются:

- внутренними срезающими усилиями Q_{sh} бетона (Q_{bt}) и продольной арматуры ($Q_{sw,1.3}$) шпонки-перемычки в ее 2-х поперечных сечениях, расположенных у граней ветвь-балок;

- поперечными хомутами $Q_{sw,1.1}$;

- шпонками в верхней части пояса для наружных стен (последнее допускается не учитывать в расчетах, в запас прочности).

При этом шов под перекрытием, опираемым на плоскую гладкую полку ветвь балки сборного блока, не учитывается.

5.2. Сопротивление контактного шва бетонов пояса сдвигу ($R_{sh,n}$) определяется по выведенным формулам, исходя из расчета прочности шпонок на сжатие ($R_{sh,bn}$) и срез ($R_{sh,bt}$), принимая наименьшее значение. Выведенные формулы соответствуют физическому смыслу формул пособия по проектированию *СбМт* конструкций, что подтверждает правильность предложенного метода расчета и расчетных моделей. При этом в дополнение к формулам пособия учитывается работа на срез продольной арматуры поперечных шпонок-перемычек.

5.3. Принятые расчетные схемы контактного шва в продольном направлении пояса длиной l_{sh} и шириной b_{sh} учитывают, что в разрушающей (III-й) стадии может происходить традиционный срез бетона по контактной площадке $A_{sh}=b_{sh}l_{sh}$. Этот срез распространяется на участке между опорой и сосредоточенным грузом, в зоне поверхности сдвига длиной $l_{sh}\leq 4h$, ограниченной приопорными наклонными трещинами в тех местах, в которых моменты (M) от внешних сил превышают или равны моментам образования трещин ($M\leq M_{sw}$). При этом длина l_{sh} зоны сдвига определяется в зависимости от длины проекции наклонного сечения $c=(1\div 2)h_0$, которая обычно определяется по 3-м сечениям, что трудно. Проверочными расчетами установлено, что наименьшая прочность контактного шва *СбМт* пояса достигается при величине $c=2h_0$, что допустимо с некоторым запасом, так как при испытаниях выявлено - $c\leq(1\div 1,3)h_0$.

6. Предложенный *СбМт* пояс обеспечивает целевую эффективность

(р. 4.7, с. 136), включая:

- **высокую технологичность**, за счет монтажа сборных поясных блоков в одном технологическом цикле с перекрытиями;

- **повышение эффективности внешнего контактного шва пояса** со стеной, за счет увеличения площади опирания монолитным бетоном до 70÷75%, в то время, когда в СбМт аналоге, а также минимально-требуемая по норме - 60%;

- **повышение эффективности, прочности внутреннего контактного шва разновозрастных бетонов СбМт пояса**, по сравнению с СбМт аналогом, за счет шпоночно-арматурных связей и, по сравнению с монолитным эталоном, за счет монолитного ребра, выполняемого на всю высоту пояса, исключая горизонтальный технологический шов.

При этом внутреннее сдвигающее усилие в шве до 1,5 раза больше воздействующей на него внешней сдвигающей силы ($F=285$ кН, в 5-ти этажном каменном здании). В то время когда в СбМт аналоге внутреннее сдвигающее усилие, воспринимаемое плоским гладким швом $F_{sh}=0$ кН (совместность разновозрастных бетонов АС СбМт пояса не обеспечивается и кроме того по норме плоский гладкий контакт не допускается в сейсмических условиях). В монолитном эталоне внутреннее сдвигающее усилие F_{sh} , воспринимаемое технологическим не заглаженным швом с выступами не менее 10 мм, почти в 2 раза меньше воздействующей на пояс внешней сдвигающей силы ($F=285$ кН);

- **повышение экономичности** за счет принципа армирования пояса наклонными хомутами, создающего экономию металла до 15-20% (соответственно для внутренних и наружных поясов), по сравнению с монолитным эталоном и до 25-30%, по сравнению с СбМт аналогом.

7. Предложенные СбМт пояса применимы в различных зданиях

(р. 4.7.2, с. 139):

- с каменными и крупноблочными стенами;
- с диафрагмами жесткости и свободными пролетами;

5. ОБЩИЕ ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Разработанная автором конструкция антисейсмических сборно-монолитных (АС СбМт) поясов зданий (со сборными, монолитными и СбМт перекрытиями, *р. 2.2, с. 69÷72*) и методика конструирования (*р. 4.1, с. 110÷112*) обеспечивают 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 (*рис. 2.4, с. 65; 2.10, с. 71*);

- 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 (*с. 82*);

- увеличения площади внешнего контакта монолитного бетона со стенами до 70-75%, вместо 60% в СбМт аналогах и минимально-требуемых по норме (*р. 2.2, с. 69÷70*);

При этом:

- сокращается расход стали до 15-30%, за счёт армирования наклонными хомутами (*с. 136÷139*);

- 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, сборно-монолитная балка работает как единое целое, при нагрузке N составляющей 55÷65% разрушающей N_u (*с. 82*);

- 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 (*с. 81÷82, рис. 4.11, с. 133*);

- 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 (*с. 80÷81*). Положительную

роль также играет поперечное армирование, выпущенное из ветвьбалок и консольные шпоночные элементы. Несущая способность пояса повышается до 2-х раз, за счет высоко-го (выполненного на всю высоту пояса) *СбМт* продольного ребра с клиновидными, проти-воположно-направленными шпонками и сжатых полок перекрытия, учитываемых в рас-четной модели (с. 83, 138÷139).

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 с уче-том подоконных частей, трещинообразования, деформирования кладки стен и разрушения наиболее слабых простенков нижнего этажа, не допуская прогрессирующего обрушения смежных простенков (р. 4.3, с. 116÷120);

- по несущей способности (прочности, *1-я группа*) и пригодности к нормальной экс-плуатации (деформациям и трещиностойкости, *2-я группа*) с определением прочности внутреннего контактного шва пояса, *аналитическим методом* (р. 4.4, с. 120÷128);

При этом:

- разработанный аналитический метод расчета прочности контактного шва разновоз-растных бетонов, предложенной конструкции *СбМт* поясов, создает возможность опреде-лять внутреннее сдвигающее усилие F_{sh} и внешнюю силу F (*3-я схема НДС*) (р. 4.5, с. 128÷134).

РЕКОМЕНДАЦИИ

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

2. Исследовать возможность усиления кладки стен (*пригруженной и непригружен-ной*) из природных и искусственных камней для вновь строящихся и существующих зда-ний с помощью композитных и др. материалов.

3. Исследовать работу облегченных, более сейсмостойких каркасно-каменных зда-ний (*тип 3, предлагаемый, рис. 4.15, с. 141*) с эффективной, преимущественно *сборно-монолитной каркасной системой*.

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

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Armonizarea abordărilor din seismologie și ingineria seismică: considerarea seismicității **României** pentru o implementare adecvată a acțiunii seismice din Codul European EN1998-1 în proiectarea seismică a clădirilor. In: Bigsees - bridging the gap between seismology and earthquake engineering: from the seismicity of romania towards a refined implementation of seismic action en1998-1 in earthquake resistant design of buildings. / ue fiscdi, nr. 72/2012 din 23.07.2012. <http://infp.infp.ro/bigsees/default.htm> (vizitat 11.01.2015).
Avrel Dumitriuc (MD). Cererea depusă 29.12.1995, AGEPI № 95-0447.
2. 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.
3. Codde de proiectare pentru structuri din zidărie, indicativ CR 6-2013. În: MONITORUL OFICIAL AL **ROMÂNIEI**, PARTEAI, Nr.582 bis/13.IX.2013. 286 p.
www.mdrap.ro/userfiles/reglementari/Domeniul_V/V_9_3_CR_6_2013. (vizionat 08.02.2019)
4. Codul de proiectare seismică – Partea I – prevederi de proiectare pentru clădiri, Indicativ P100-1. **Bucharest**: U.T.C.B., M.D.R.A.P, 2013. 925 p.
5. CP F.02.01:2016. Proiectarea sistemelor de planșee din elemente prefabricate și beton monolit. Chișinău: MDRC, 2016. 60 p.
6. CP F.03.01:2015. Sistem semimonolit de planșee din elemente prefabricate.
Lucrări de execuție. Chișinău: MDRC, 2015. 40 p.
7. **Dragoș Dumitriu**. Cel mai mare seismolog din **România** a calculat când va avea loc Marele Cutremur. <https://sputnik.md/news/20171114/15575364/marele-cutremur-seful-seismologilor-pornit-cronometru-mai-avem.html> (vizionat 06.02.2019)
8. Mircea Radulian. Directorul științific al Institutului român pentru Fizica Pământului (INFP) “Oamenii trebuie să fie pregătiți pentru un cutremur mai mare”. În: Seismolog: Vom avea și un cutremur mai mare în viitor. CHIȘINĂU: Sputnik, 2018, 29 oct. <https://sputnik.md/world/20181029/22771272/Seismolog-cutremur-mai-mare-in-viitor.html> (vizionat 06.02.2019)
9. Modificarea nr.1 **MD** СНиП II-7-81* “Строительство в сейсмических районах” aprobată prin Ordinul Ministerul mediului si amenajarii teritoriului Nr 6 din 17 ianuarie 2001 intra in vigoare din 1 februarie 2001 // Ordinul Ministerul mediului si amenajarii teritoriului Nr 6 din 17 ianuarie 2001, anexa nr.1.
10. NCM F.02.02 - 2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. **Chișinău**, 2006. 208 p.

11. NCM F.03.02-2005. Proiectarea clădirilor cu pereți din zidărie. **Chișinău**: ADR, 2006. 64 p.
12. NCM F.03.02-99. Norme de construcție. Structuri din piatră. Structurarea și calculul construcțiilor din piatră. **Chișinău**, 1999. 64 p.
13. 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; Опубли. 07.07.89, Бюл. № 25.
14. 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; Опубли. 07.11.90, Бюл. № 41.
15. А.С. 1749413 СССР, МКИ Е 04 с 3/28, 1992. Сборно-монолитная конструкция. *Думитрюк А.В., Гузовский В.В.* (СССР). 4808739/33; Опубли. 23.07.92, Бюл. №27.
16. 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; Опубли. 07.11.92, Бюл. № 41.
17. А.С. 1795038 СССР, МКИ Е 04 с 3/28, 1990. Сборно-монолитная несущая конструкция. *Думитрюк А. В.* (СССР). 4888956/33; Опубли. 15.02.93, Бюл. № 6.
18. А.С. 1796761 СССР, МКИ Е 04 G 11/20, 1993. Опалубка для возведения бетонных и железобетонных сооружений. *Думитрюк А.В.* (СССР). 4889526/33; Опубли. 23.02.93, Бюл. № 7.
19. *Аветисян Р.С., Дадаян Т.Л.* Периоды собственных колебаний железобетонных элементов при наличии поперечных трещин. Москва. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. №3, 2007, с. 10-12.
20. *Айзенберг Я.М.* Карты сейсмического районирования нуждаются в модернизации. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. № 2, 2014, с.14-16.
21. Актуализация и гармонизация с Еврокодами СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования». Головной исполнитель - ОАО «НИЦ «Строительство» ЦНИИСК им. Кучеренко. http://normacs.info/wp-content/uploads/2013/09/SP_14.13330_SNiP_II7_Stroitelstvo_v_seismicheskikh_raionah. Normy_proektirovaniya (просмотр 10.01.2015).
22. *Амосов А.А., Синицын С.Б.* Основы теории сейсмостойкости сооружений. Учеб. пособие для аспирантов и студентов. Москва: АСВ, 2001. 96 с.
23. *Антикаев Ф.Ф.* Инструментальная шкала сейсмической интенсивности. Российская академия наук (РАН), Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта (ИФЗ). Москва: Наука и образование, 2012. 176 с.

24. *Антикаев Ф.Ф.* Новая Российская сейсмическая шкала. Москва: ИФЗ им. О.Ю. Шмидта РАН. Научный совет по проблемам сейсмологии. Протокол № 2/2013. 28.11.2013. http://www.ifz.ru/uploads/media/Protocol_20131128_Final. (просмотр 07.02.2019).
25. *Арнольд К., Рейтерман Р.* Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий: Пер. с англ. Москва: Стройиздат, 1987. 194 с. / Перевод изд.: Building Conaiguration and Seismic Design/ Christopher Arnold, Robert Reitherman. New York, 1982.
26. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е.* Железобетонные конструкции. Общий курс. Москва: Стройиздат, 1991. 773 с.
27. *Биби Э.В., Нараянан Р.С.* Руководство для проектировщиков к еврокоду 2: проектирование железобетонных конструкций: 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. Перевод с английского 2-е издание. Москва: МГСУ, 2013. 292 с.
28. *Бунов А.А.* Оценка надежности зданий с системой сейсмоизоляции в виде резино-металлических опор. Диссертация к.т.н. Москва, 2014. 136 с.
29. *Буртуев Рашид.* /Institutul de Geologie și Seismologie al Academiei de Științe ale Moldovei./ Вероятностный анализ сейсмической опасности территории Молдовы и сопредельных районов. Геофизический журнал № 6, Т. 37, 2015, Киев, с. 124-130.
30. В Италии произошло землетрясение (M4.9). РИМ: РИА НОВОСТИ, 15.08.2018. <https://ria.ru/20180815/1526555197.html> (просмотр 28.12.2018).
31. В Одессе возможны землетрясения до 9 баллов. Ученые настаивают на проверке всех городских зданий. <https://dumskaya.net/news/v-odesse-vozmogny-zemletryaseniya-siloj-v-9-ball-047469/> (просмотр 06. 02. 2019).
32. *Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В.* Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. Киев: НАУ, 2006. 808 с.
33. *Гаскин В.В., Иванов И.А.* Сейсмостойкость зданий и транспортных сооружений: учебное пособие. Иркутск: ИрГУПС, 2005. 76 с.
34. *Гвоздев А.А., Дмитриев С.А.* Изучение сцепления нового бетона со старым. Москва: ОНТИ, 1936. 55 с.
35. Главный комитет выставки достижений народного хозяйства Молдавской ССР. Диплом второй степени Думитрюку А. Постановление № 9 от 10.10.1990.
36. *Голышев А.Б.* Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций. НИИ строительных конструкций Госстроя СССР. Киев: Будівельник, 1982. 152 с.

37. Гольшиев А.Б., Бачинский, В.П. Полищук и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. 2-е изд. Киев: Будівельник, 1990. 544 с.
38. Гольшиев А.Б., Полищук В.П., Колпаков Ю.А. Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. Киев: Будівельник, 1969. 219 с.
39. Горностаев И.С. Расчетная модель деформирования железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин. Диссертация к.т.н. Курск: 2014. 207 с. [http://gu-unprk.ru/public/file/defence/Gornostaev Ivan_Sergeevich_24.12.2014](http://gu-unprk.ru/public/file/defence/Gornostaev_Ivan_Sergeevich_24.12.2014). (просмотр 07.02. 2018).
40. ГОСТ 24893.0-81 - ГОСТ 24893.2-81. Балки обвязочные железобетонные для зданий промышленных предприятий. Москва: Изд. стандартов, 1982. 56 с.
41. Григорцев С.М. Исследование прочности и устойчивости к прогрессирующему разрушению высотных зданий рамно-связевой конструктивной схемы в процессе возведения и эксплуатации. Диссертация к.т.н. Астрахань, 2011. 190 с.
42. Группа компаний «МКС». г. Чебоксары. <http://mksgroup.ru/> (просмотр 21.12.2018).
43. Гузовский В.В., Думитрюк А.В. Сборно-монолитный антисейсмический пояс. Санкт-Петербург. В: Актуальные проблемы архитектуры и строительства: материалы V Международной конференции. 25-28 июня 2013, СПбГАСУ.- В 2 ч. I.-СПб, с. 209-211.
44. 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. I.- СПб, стр. 212-216.
45. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. Киев: Минстрой Украины, 2006. 64 с.
46. Десять крупнейших землетрясений XX и XXI веков. Досье. ТАСС, 13.11.2017. <https://tass.ru/info/1098406> (просмотр 13.02.2019).
47. Довженко О.О., Погребной В.В., Скубицкий А.В. Экспериментальные исследования клевого соединения нового бетона со старым при срезе на примере образцов Гвоздева. В: Бетон и Железобетон в Украине, 2011, № 3, с. 13–15.
48. 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.
49. Думитрюк А.В, Руссу И.В. Особенности конструкции предлагаемого сборно-монолитного антисейсмического пояса зданий. Одесса. В: Вестник ОДАБА. Выпуск №57, 2015, с. 141-145.

50. *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.*
51. *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: Зовнішрекламсервіс, 2017, №66, с. 15-21, ISSN 2415-377X. *Categoria C.*
52. *Жаров А.М.* Землетрясение в Северной Италии за период с 6 мая по 15 сентября 1976. Москва: ЦИНИС, 1977. вып.8.
53. *Завриев К.С.* Динамическая теория сейсмостойкости. Тбилиси: Закавказский институт сооружений, 1936. 258 с.
54. *Завриев К.С.* Динамика сооружений. Москва: Трансжелдориздат, 1946. 288 с.
55. *Завриев К.С.* Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость. Изд. Тифлисского политехн. ин-та, 1928.
56. Землетрясение в Японии (2011). <https://ru.wikipedia.org/wiki/> (*просмотр* 10.01.2015).
57. Землетрясения в Молдавии. http://ru.wikipedia.org/w/index.php?title=Землетрясения_в_Молдавии&oldid=65461564 (*просмотр* 10.01.2015).
58. Землетрясения. <https://www.booksite.ru/fulltext/1/001/008/045/923.htm> (*просмотр* 31.12.2018).
59. *Золотков А.С.* Прочность, деформации при перекосе составных преднапряженных блоков из пильного камня и их расчет. Диссертация к.т.н. Кишинев, 1984. 166 с.
60. *Золотков А.* Расчет прочности стен монолитных зданий на сейсмические воздействия. Диссертация доктора хабилитата технических наук. Кишинев, 2015. 230 с. http://www.cnaa.md/files/theses/2015/22389/anatolie_zolotcov_thesis.pdf (*просмотр* 07.02.2019).
61. *Золотов С.* Универсальная открытая архитектурно-строительная система многоэтажных зданий АРКОС. <http://www.nestor.minsk.by/sn/2004/35/sn43511.html> (*просмотр* 20.12.2018).
62. *Измайлов Ю.В.* Индустриальное строительство сейсмостойких каменных зданий. Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1983. 212 с.
63. *Измайлов Ю.В.* Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий. Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1975. 304 с.
64. *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. Республиканская строительная инспекция. Отдел экспертизы строительных конструкций. Кишинев, 1990. 10 с.
65. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. АСИА ЦНИИСК, АН Грузинской ССР. Москва: Гос. издат. л-ры по стр-ву, арх-ре и строит. материалам, 1962. 128 с.
66. *Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., и др.* SCAD OFFICE. Вычислительный комплекс SCAD. Москва: АСВ, 2006. 592 с.
67. 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.
68. *Клаф Р., Пензиен Дж.* Динамика сооружений: Пер. с англ. Москва: Стройиздат, 1979. 320 с. / Перевод изд.: Dynamics of Structures/ Ray W. Clough, Joseph Penzien. New York, 1975.
69. *Ковтунов Б.П., Кузьмичев А.Е.* Исследование прочности и деформирования бетона сжатой зоны сборно-монолитных балочных конструкций. Москва. В: Бетон и железобетон, 1965, № 11.
70. Комментарии к СНиП II-7-81*. <http://sv777.ru/index.php/aktualizirovannaya-redakciya-snip-sp/sp-14133302011-aktualizirovannaya-redakciya-snip-ii-7-81.html> (просмотр 10.01.2015).
71. *Корчинский И.Л.* Основы проектирования зданий в сейсмических районах. Москва: Стройиздат, 1961. 488 с.
72. *Кузьмина О.Ю.* Наиболее сильные землетрясения в XX веке. Декабрь 12, 2013. <http://www.eco-mnepu.narod.ru/book/2001-8.htm> (просмотр 13.02.2019).
73. *Кузьмичев А.Е.* К расчету трещиностойкости и деформативности сборно-монолитных конструкций из предварительно-напряженных элементов. Москва. В: Бетон и железобетон, 1967, № 9.
74. *Кузьмичев А.Е.* Прочность, деформативность и трещиностойкость сборно-монолитных конструкций. Диссертация д.т.н. Москва, 1986. 302 с.
75. *Кузьмичев А.Е.* Исследование прочности шва сопряжения в сборно-монолитных изгибаемых конструкциях с обычными и предварительно напряженными сборными элементами.

ми. Москва. В: сб. НИИЖБ Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. Москва: Стройиздат, 1973, с. 154-162.

76. *Кузьмичев А.Е., Магомедов Р.О.* К расчету элементов сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы. Москва. В: Бетон и железобетон. № 1, 1982.

77. *Кузьмичев А.Е., Нуртаев М.К.* Исследование влияния усадки бетона омоноличивания на напряженно-деформированное состояние сборно-монолитных балок. Москва. В: сб. ЦИНИС Межотраслевые вопросы строительства. Москва, 1971, № 4.

78. *Кузьмичев А.Е., Питулько С.М.* Исследование деформативности сборно-монолитных конструкций с предварительно напряженными сборными элементами при кратковременном и длительном действии нагрузки. Москва. В: сб. НИИЖБ Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. Москва: Стройиздат, 1973.

79. *Кузьмичев А.Е., Питулько С.М.* К вопросу расчета трещиностойкости материала в сечениях сборно-монолитных изгибаемых конструкций. Москва. В: сб. ЦИНИС Межотраслевые вопросы строительства, 1968, №10.

80. *Курмаев А.М.* Сейсмостойкие конструкции зданий. Кишинева: Картя Молдовеняскэ, 1989. 452 с.

81. *Курмаев А.М., Шорохов Г.Г.* Справочник по антисейсмическим мероприятиям в гражданском и промышленном строительстве. Кишенгев: Картя Молдовеняскэ, 1983. 208 с.

82. *Кучихин С.Н.* Производство железобетонных преднапряженных изделий на длинных стендах. Варианты расчетов конструкций. Москва: РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ», 2010. 160 с.

83. *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-во Чуваш. ун-та. Чебоксары, 2014. с. 137–143.

84. *Люненко Ю.К.* Совместная работа ограждающего и несущего слоев бетонов в стенах сборно-монолитных зданий, возводимых в крупнощитовой и объемно-переставной опалубках. Автореферат к.т.н. Москва: ЦНИИП жилища, 1979. 18с.

85. Методические рекомендации по расчету стен крупноблочных зданий, возводимых в сейсмических районах. / Разработали: *Б.П. Гудков, С.И. Клигерман и М.В. Микульчик* /Киев ЗНИИЭП/, *Ю.В. Измайлов, А.А. Чуприна, А.С. Золотков* / Кишинёвский по-

литехнический институт им. С. Лазо /, при участии *В.И. Коноводченко* / Госстрой ССР /.
Киев: ЗНИИЭП 1984. 76 с.

86. *Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А.* Проблемы учёта нелинейности в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения). Москва: МГСУ. 2014. 192 с.

87. *Мордич А.И.* Эффективные конструктивные системы многоэтажных жилых домов и общественных зданий (12...25 этажей) для условий строительства в Москве и городах Московской области, наиболее полно удовлетворяющие современным маркетинговым требованиям. Минск: «Институт БелНИИС». 2002. 117 с.

88. Мощное землетрясение на границе Ирана и Ирака: сотни погибших. (М7.3). News Русская служба. 13.11.2017. <https://www.bbc.com/russian/news-41964610> (просмотр 03.01.2019)

89. *Мустафин И.И.* Универсальная несущая сборно-монолитная каркасная система «КА-ЗАНЬ-XXI в.» ООО Проектно-конструкторская фирма «Каркас», Казань, 2005. 20 с.

90. *Нуртаев М.К., Кузьмичев А.Е.* Определение напряженно-деформированное состояния сборно-монолитных балочных конструкций от усадки бетона омоноличивания и других неупругих факторов. Алмаата. В: Труды Казахского Промстройпроекта. Исследование сейсмостойкости конструкций. Вып. 5 (15). 1972.

91. *Образымбетов Н.О.* Изучение сейсмостойкости зданий и сооружений по последствиям катастрофических землетрясений. Доклад об опубликованных работах, представленных на соискание ученой степени канд. наук. Алма-Ата-Москва, 1966.

92. Пат. изобр. 1785499 СССР, МКИ В 28 В 7/22. Устройство для формования бетонных изделий с полостями. *Думитрюк А.В.* (СССР). 4888612/33. Опубл. 30.12.92, Бюл. № 48.

93. *Пашков Н.Н., Киль Н.А.* Техническая механика для строителей. Москва: Высшая школа. 1972. 224 с.

94. *Поляков С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий. 2-е изд. Москва: Высшая школа, 1983. 304 с.

95. *Поляков С.В., Мусиенко В.Л.* Исследование жесткости каркасной стены со сплошным заполнением. В: Сб. «Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий». Москва: Госстройиздат, 1963.

96. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). Москва: ЦИТП, 1986. 192 с.

97. Пояснительная записка к актуализированной редакции СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования». <http://dmee.ru/docs/100/index-847.html> (просмотр 10.01.2015).
98. *Продиус М.* Выдержат ли наши дома сильное землетрясение? https://noi.md/ru/news_id/203598 (просмотр 06.02.2019).
99. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций зданий и сооружений. Презентация из: gbk.kgasu.ru.../FibroTrubKonstr.ppt (просмотр 02.11.2015).
100. Рейтинг самых сильных землетрясений, которые ощутили жители Молдовы. КИШИНЕВ: Sputnik, 2017, 17 апр. <https://ru.sputnik.md/incidents/20170417/12182596/samye-silnye-zemletrjassenija-moldova.html>
101. *Ржаницын А.Р.* Строительная механика. Москва: Высшая школа. 1982. 400 с.
102. РСН-10-87. Строительство зданий из блоков пильного известняка в сейсмических районах Молдавской ССР. Кишинев: Тимпул, 1987. 44 с.
103. *Сафаргалиев С.М.* Сейсмостойкие каменные конструкции. Алма-Ата: Аналілі, 1992. 236 с.
104. Сборно-монолитная строительная система. ООО «ВИКОН. ПРО» <http://viakonpro.ru/proekty/sbornno-monolit> (просмотр 19.12.2018).
105. Сборно-монолитный каркас «КАЗАНЬ XXI В». <http://beton-karkas.ru/KARKAS-KAZAN-XXI/> (просмотр 21.12.2018).
106. Свод правил СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81*. Минстрой России. Москва: ООО «Аналитик», 2014. 126 с.
107. *Семченков А.С.* Пути выхода сборного домостроения из кризиса В: ЖБИ и конструкции, 2010, № 2, с. 66-72, 77. www.gbi-magazine.ru (просмотр 29.12.2016).
108. Серия Б1.020.1-7. Сборно-монолитная каркасная система МВБ-01 с плоскими перекрытиями для зданий различного назначения. Дата актуализации: 01.01.2018. <https://meganorm.ru/Index2/1/4293796/4293796278.htm> (просмотр 20.12.2018).
109. Сильнейшие землетрясения XXI века. КИЕВ: РИА Новости Украина, 2015, 25 апр. <https://rian.com.ua/dossier/20150425/366695686.html> (просмотр 31.12.2018).
110. *Синогейкин Р.* Учёные-сейсмологи изобрели новый, точный способ выявления землетрясений. / *Филипп Джуссет и его коллеги* из немецкого исследовательского центра геонаук. РИА VistaNews, 5.07.2018. <https://vistanews.ru/science/252293> (просмотр 13.02.2019).

111. Смоляго Г.А. Трещиностойкость сборно-монолитного железобетона. Автореферат диссертации на соискание ученой степени д.т.н. Белгород, 2003. 44 с.
112. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1985. 79 с.
113. СНиП II-7-81*, изд. 1991г. Строительство в сейсмических районах. Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1991. 60 с.
114. СНиП II-7-81*, с изм. введенными в Российской Федерации 01.01.2000. / Переиздание СНиП II-7-81*, изд. 1991г. Строительство в сейсмических районах. / Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1991. 60 с.
115. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах. Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1982. 48 с.
116. СНиП РК 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах. С изм. 05.04.2013. Казахстан. <http://us.yhs4.search.yahoo.com> (просмотр 11.01.2015).
117. СНКК 22-301-2000. Строительство в сейсмических районах Краснодарского края. Краснодар, 2001. 94 с. <http://www.complexdoc.ru> (просмотр 11.01.2015).
118. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. СНиП II-7-81*. Москва: Изд. ООО «Аналитик», 2014. 126 с.
119. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Москва: Изд. ООО «Аналитик», 1986. 156 с.
120. СП РК 5.02-01-2009. Проектирование и расчет армокаменных конструкций в сейсмических районах. Казахстан: КазНИИССА, 2009. 48с. <http://dwg.ru/dnl/10525> (просмотр 24.08.2015).
121. Спитакское землетрясение (Армения, 1988). [http://ru.wikipedia.org/wiki/Спитакское землетрясение](http://ru.wikipedia.org/wiki/Спитакское_землетрясение) (просмотр 09.02.2019).
122. Справочное пособие к СНиП 2.03.01-84. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1984. 60 с.
123. Статистика землетрясений на земле. В: Око Планеты. <http://oko-planet.su/pogoda/seisvik/90356-statistika-zemletryaseniy-na-zemle/html> (просмотр 10.01.2015).
124. Сунгатуллин Я.Г. Особенности расчета сборно-монолитных железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний. Казань: КХТИ им. С. М. Кирова, 1983. 46 с.

125. *Сухов И.М.* Исследование землетрясений в Молдавии и прилегающей к ней районах. В: Труды республиканской научно-технической конференции по вопросам анти-сейсмического строительства. Кишинев, 1960.
126. Территориальный каталог типовых строительных конструкций и изделий для жилищно-гражданского строительства в Молдавской ССР, сборник ТК 7-2.88 том 1. Разраб. ГПИ "Молдгипрострой". Киев: ЦИТП, 1988. 116 с.
127. *Уздин А.М.* и др. Основы теории сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. Санкт-Петербург: ВНИИГ им. Б.Е. Веденёва, 1993. 176 с.
128. *Уломов В.И.* Прогноз сейсмических проявлений в Москве при землетрясениях в зоне Вранча. Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва. В: Физика Земли, 2010, № 1, с. 3–20. <http://www.ifz.ru/ulomov/> (просмотр 13.05.2019).
129. *Хачиян Э.Е., Амбарцумян В.А., Левонян Л.А.* Нелинейные колебания зданий и сооружений при сейсмических воздействиях. Москва. В: Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений. Выпуск 3-4 (XXVIII), 1982, с. 55-78.
130. *Шахсуварян Л.В., Мекинян С.Н., Пештмалджан О.В.,* и др. Некоторые результаты инженерного обследования Спитакского землетрясения. В: сб. Объединенная сессия НИИ Закавказских республик по строительству. Ереван, 1969.
131. *Шорохов Г.Г.* Проектирование сейсмостойких зданий из пильного известняка. Кишинёв: Картя Молдовеняскэ, 1975. 128 с.
132. *Ali Bakhshi.* SEISMIC PERFORMANCE OF EXISTING AND RETROFITTED DOME-ROOF ADOBE HOUSES IN IRAN USING SHAKING TABLE TESTS. / *Ali Bakhshi, Mohammad Ali Ghannad, Mohammad Yekrangnia, and Hamid Masaeli* Civil Engineering Department, Sharif University of Technology, **Tehran, Iran.** In: PEER 2009/02 - Improving Earthquake Mitigation through Innovations and Applications in Seismic Science, Engineering, Communication, and Response. Proceedings of a U.S.-Iran Seismic Workshop June 29 July 1, 2009 Irvine, California. p.120-133. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports> / 2009 Reports; PEER 2009/02; -Report (viewing 03.01.2018).
133. ASCE 41, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2007. 428 p.
134. *Burtiev Rashid, Alcaz Vasile, Cardanets Vladlen.* Probabilistic Seismic Hazard Analysis on the Base of the Stochastic Models of Seismicity, INDIAN JOURNAL OF APPLIED RESEARCH, V.6, Issue 8, 2016, India, p. 454–466.
135. *Carminе Lima, Gaetano De Stefano, Enzo Martinelli.* Seismic response of masonry infilled RC frames: practice-oriented models and open issues. Department of Civil Engineering, University of Salerno, 84084 Fisciano (SA), *Italy.* All content following this page was uploaded by En-

zo Martinelli on 15 August 2015. 23 p. <https://www.researchgate.net/publication/261925598> (viewing 03.01.2019).

136. *Christie Hale*. **Probabilistic Seismic Hazard Analysis Code Verification**. / *Christie Hale, Norman Abrahamson*, Department of Civil and Environmental Engineering University of California, **Berkeley**, *Yousef Bozorgnia*, Department of Civil and Environmental Engineering University of California, **Los Angeles**. PEER Report 2018/03 Pacific Earthquake Engineering Research Center Headquarters at the University of California, Berkeley. July 2018. 139 p. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports> In: 2018 Reports; PEER 2018/03; -Report (viewing 07.01.2019).

137. *Dadayan T.L.* Nonlinear analyses of reinforced concrete columns. / The 4th International Conference on Contemporary Problems in Architecture and Construction, Czestochowa, Poland, 2012, p. 17-23.

138. EN 1996-1-1: Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures by European Committee for Standardisation. Published 2005.

139. EN 1996-1-2: Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design by European Committee for Standardisation. Published 2005.

140. EN 1998-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. 209 p.

141. EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. 193 p.

142. **Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Version 2.03**. TBI Working Group led by co-chairs Ron Hamburger and Jack Moehle: *Jack Baker, Jonathan Bray, C.B. Crouse, Greg Deierlein, John Hooper, Marshall Lew, Joe Maffei, Stephen Mahin, James Malley, Farzad Naeim, Jonathan Stewart, and John Wallace*. Developed by Pacific Earthquake Engineering Center Report No. 2017/06. 147 p. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports> / 2017 Reports; PEER 2017/06; -Report (viewing 07.01.2019).

143. *Hamid Civil*. SEISMIC PERFORMANCE OF PARTIALLY GROUTED REINFORCED CONCRETE MASONRY BUILDINGS. Architectural and Environmental Engineering Department, Drexel University **Philadelphia, USA**. In: PEER 2009/02 - Improving Earthquake Mitigation through Innovations and Applications in Seismic Science, Engineering, Communication, and Response. Proceedings of a U.S.-Iran Seismic Workshop June 29 July 1, 2009 Irvine, California, p.135-144. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports> / 2009 Reports; PEER 2009/02; -Report (viewing 03.01.2018).

144. *Hamzeh Shakib*. SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS. / *Hamzeh Shakib* Professor, Department of Civil Engineering, Tarbiat Modares University, **Tehran, Iran**: A GUIDELINE. In: PEER 2009/02 - Improving Earthquake Mitigation through Innovations and Applications in Seismic Science, Engineering, Communication, and Response. Proceedings of a U.S.-Iran Seismic Workshop June 29 July 1, 2009 Irvine, California, p. 85-89. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports> / 2009 Reports; PEER 2009/02; -Report (viewing 03.01.2018).
145. *Jeff Bayless*. **An Empirical Model for Fourier Amplitude Spectra using the NGA-West2 Database.** / *Jeff Bayless, Norman A. Abrahamson*. Department of Civil and Environmental Engineering University of **California, Davis**. PEER Report No. 2018/07 Pacific Earthquake Engineering Research Center Headquarters at the University of California, Berkeley. December 2018. 97 p. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports> / 2018 Reports; PEER 2018/07; -Report (viewing 07.01.2019).
146. *Jonathan D. Bray*. **U.S.–New Zealand–Japan International Workshop Liquefaction-Induced Ground Movements Effects** University of California Berkeley, California 2–4 November 2016. / *Jonathan D. Bray, Ross W. Boulanger, Misko Cubrinovski, Kohji Tokimatsu, Steven L. Kramer, Thomas O'Rourke, Ellen Rathje, Russell A. Green, Peter K. Robertson, Christine Z. Beyzaei*. PEER Report 2017/02 Pacific Earthquake Engineering Research Center Headquarters at the University of California, Berkeley March 2017.
147. *Okamoto S*. Introduction to Earthquake Engineering. Publication of John Wiley and Sons, New York, 1973.
148. *Omori F*. Seismic Experiments on the Fracturing and Overturning of Column, Publ. Earthquake Inter. Comm. In Foreign Languages. No. 4. Tokyo, 1900.
149. *Pengfei Wang*. **“R” Package for Computation of Earthquake Ground-Motion Response Spectra.** *Pengfei Wang, Jonathan P. Stewart, Yousef Bozorgnia*. Department of Civil and Environmental Engineering University of **California, Los Angeles**. *David M. Boore*. U.S. Geological Survey (Emeritus). *Tadahiro Kishida*. Khalifa University of Science and Technology. PEER Report No. 2017/09 Pacific Earthquake Engineering Research Center Headquarters at the University of California, Berkeley. December 2017. 63 p. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports> / 2017 Reports; PEER 2017/09; -Report (viewing 07.01.2019).
150. *Powell G.N*. Modelling for structural analysis: behavior and basics, CSI, Berkeley, 2010. 365 p.

151. *Simonici M.* Interaction of the masonry infill and reinforced concrete framed structures under seismic loading, Confer. Permanente des Ingenieurs du student de L'Europe, Buharest, Nov, 1978.
152. The earthquake in Friuli, May 6, 1976, A. Parducci, T. Bertini, F. Braga, F. Brancaloni, R. Cavallo, A. Cipolini, M. Petrangeli, L'Industria **Italiana** del cement, Roma, Agosta, 1976.
153. UFC 4-023-03 / Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Department of defense, USA, 2005, 176 p.
154. *Verpakhovska O., Pilipenko V., Yegorova T., Murovskaya A.* Seismic image of the crust on the PANCAKE profile across the UKRAINIAN CARPATHIANS from the migration method. *Journal of Geodynamics*, Volume 121, November 2018, p. 76-87. <https://doi.org/10.1016/j.jog.2018.07.006> (viewing 06.02.2019).
155. *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).
156. *Довженко О.О., Погрібний В.В., Качан Т.Ю.* Дослідження опору бетону зрізу на зразках Е. Мерша. Галузеве машинобудування, будівництво. Збірник наукових праць Полтавського національного техн. ун-ту Юрія Кондратюка. Полтава: Полт. НТУ, 2010. – В. 2 (27), с. 31–38.
157. *Кендзера О.В., Пустовітенко Б.Г., Кутас В.В.* та ін. Сейсмічність України. Інститут геофізики НАН **України** ім. С.І. Субботіна. В: Світовий центр даних. <http://wdc.org.ua/uk/node/192> (перегляд 10.01.2015).
158. *Скляр О.М., Корольов В.О., Цибко В.О.* Сейсмічне мікрорайонування України. Інститут геофізики НАН **України** ім. С.І. Субботіна. В: Світовий центр даних. <http://wdc.org.ua/uk/node/192> (перегляд 10.01.2015).
159. *Christoph Sens-Schönfelder.* **Die Streuung des globalen seismischen Wellenfelds.** / *Christoph Sens-Schönfelder und Roel Snieder.* **Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, Potsdam.** Aus: System Erde. GFZ-Journal (2016) 6,1 „Seismologie – Geophysik mit Weitblick“, p. 18-23. Im: <http://systemerde.gfz-potsdam.de> (Betrachtung 12.26.2018).
160. *Daniel Spengler.* **Satellitenfernerkundung von Landoberflächen – Beginn einer neuen Ära.** / *Daniel Spengler, Robert Behling, Sabine Chabrilat, Hannes Diedrich, Doris Dransch, Saskia Förster, Mahmud H. Haghghi, André Hollstein, Sibylle Itzerott, Theres Kuester, Christian Mielke, Robert Milewski, Mahdi Motagh, Sigrid Roessner, Daniel Scheffler, Mike Sips, Karl Segl, Alexandra Wolanin, Luis Guanter.* **Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, Potsdam.**

Aus: System Erde. GFZ-Journal (2017) 7,2 „Der Blick von oben – Satelliten in den Geowissenschaften“, p. 38-49. Im: <http://systemerde.gfz-potsdam.de> (*Betrachtung 26.12.2018*).

161. **Frederik Tilmann. Neue Einsichten in den Ablauf großer Erdbeben.** Kombination innovativer Analyseverfahren erlaubt Rekonstruktion von Bruchverläufen. / *Frederik Tilmann 1, Bernd Schurr 1, Simone Cesca 1, Torsten Dahm 1, Joachim Saul 1, Mauro Palo 1, Marcos Moreno 1, Jonathan Bedford 1, Onno Oncken 1, Rongjiang Wang 1, Yong Zhang 2.* / 1 **Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, Potsdam.** 2 Peking University, Beijing, China. Aus: System Erde. GFZ-Journal (2016) 6, 1 „Seismologie – Geophysik mit Weitblick“, p. 24-31. Im: <http://systemerde.gfz-potsdam.de> (*Betrachtung 26.12.2018*).

162. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) – KIT. <https://www.imb.kit.edu/>. (*Betrachtung 22.11.2018*).

163. *Mononobe N.* Die Eigenschwingungen eingespannter Stäbe von veränderlichen Querschnitt, Zeitschrift für Angewandte Mathematic and Mechanik, Band 1, Heft 6, 1921.

164. *Reinhold Lindner.* VORGEFERTIGTE BETONERZEUGNISSE IN DER PRAXIS Lehrunterlage für Höhere Technische Lehranstalten. Auflage 1/2017. Im: <https://www.google.de> (*Betrachtung 21.11.2018*).

165. Seismische Tapeten – Textiler Erdbebenschutz. Im: <http://www.ingenieur360.de/forschung-entwicklung/seismische-tapeten-textiler-erdbebenschutz/> (*Betrachtung 21.11.2018*).

166. コンク弓一ト工学年次論文報告L集, Vo星, 18, No. 2, 1996 論文構造目地を設けた二次壁に関する研究 田中康公 寧 t 野村 設郎 ' 2 衣笠 秀行 ts / *Танака Ясунаги, Номура Горо, Хидеюки Кинугаса.* Исследование на вторичной стене с соединением структуры. Японский институт бетона. Годовой отчет сборник статей L, Vo star, 18, No. 2, 1996.

http://dl.ndl.go.jp/view/download/digidepo_10645696_po_ART0010236201.pdf?contentNo=1&alternativeNo= (*просмотр 31.01.2019*).

167. 大谷石建造物の保全・活用のための耐震診断・補強ガイドライン.

平成30年6月.宇都宮市 / Руководство по сейсмической диагностике и усилению для сохранения и использования каменных зданий Ойя (PDF 3.1 MB)

http://www.city.utsunomiya.tochigi.jp/res/projects/default_project/page/001/016/236/ooyaisikenzoubutsu_guideline.pdf (*просмотр 28.01.2019*).

П Р И Л О Ж Е Н И Е №1.

**Примеры расчетов прочности антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий
по методике автора.**

П1.1 Расчет антисейсмических сборно-монолитных поясов зданий на основное и особое сочетание нагрузок с сейсмическим воздействием по методу конечных элементов (в соответствии с диссертацией [1]).

П1.1.1. Исходные данные.

1-10. Исходные данные приняты по п.1-10 раздела 3.2 диссертации [1].

11. Расчетная модель каменного здания – тип 2 (рис. 3.1 б, в) диссертации [1].

12. Расчетные модели сечения АС СбМт поясов по рис. 4.6 и 4.7 диссертации [1].

13. Изгибная жесткость АС СбМт поясов внутренней и наружной стены (тип Пв_{см} и Пн_{см}).

Изгибная жесткость сечения пояса (рис. П1.1) с учетом влияния ползучести бетона определяется по формуле [2, ф. (47)]

$$C=(\varphi_{b1}/\varphi_{b2})EI, \quad (\text{П1.1})$$

где: I – момент инерции площади составного сечения конструкции или ее элемента, в см⁴;

E – модуль упругости бетона при сжатии всего сечения конструкции или ее элемента, в МПа (кгс/см²);

φ_{b1} , φ_{b2} – коэффициенты, учитывающие влияние ползучести тяжелого бетона, кратковременной $\varphi_{b1}=0,85$, длительной $\varphi_{b2}=1,0$ [3, п. 4.24].

Усилия в конструкции распределяются пропорционально жесткостей ее элементов. Общая приведенная изгибная жесткость всего сечения СбМт пояса (C_n) [4, т. 5, с. 46] равна сумме жесткостей ее элементов (C_i), расположенных на участке l , раном единице длины, т.е. одной доли $k_l=1$, определяются по формулам

$$C_n=(\varphi_{b1}/\varphi_{b2})\sum C_i, \quad (\text{П1.2})$$

$$C_i=\sum C_{ij}k_{ij}=C_{01}k_{01}+C_{02}k_{02}, \quad (\text{П1.3})$$

где C_{ij} – относительная изгибная жесткость на участке i -й доли элемента,

k_{ij} – i -я часть доли элемента.

Бетон кл. С20. Начальный модуль упругости бетона сборного элемента, подвергнутого тепловой обработке $E_1=24000$ МПа (240000 кгс/см²), а монолитного, естественного твердения $E_2=27000$ МПа (270000 кгс/см²).

По длине пояс содержит 2 разных участка (части доли). Один со шпонками-перемычками, другой без них. На 1 метр (1-ну долю $k_l=1$) длины пояса приходится $n=1000/400=2,5$ перемычки, которые занимают длину $l_{01}=nb_{1.3}=2,5 \times 140=350$ мм, что составляет 0,35 доли ($k_{01}=0,35$). Оставшийся участок пояса, без перемычек $l_{02}=1000-350=650$ мм, составляет 0,65 доли ($k_{01}=0,65$).

АС СбМт пояс толщиной $b=400$ мм, высотой $h=400$ мм имеет переменное сечение по ширине и длине (рис. П1.1).

Жесткость элемента (C_{li}) на участках с перемычками (l_{01}) и между ними (l_{02}) зависит, от приведенного момента инерции площади всего сечения (I), равного алгебраической сумме моментов инерции площадей составных частей (I_i) относительно одной (центральной) оси x_c и определяется по формуле

$$I = I_{xc} = \sum (I_{xi} + F_i a_i^2) \quad (\text{П1.4})$$

где F_i – площадь i -го элемента, a_i – расстояние от центра тяжести i -го элемента до оси x_c .

Для простого прямоугольника, шириной b и высотой h момент инерции сечения относительно собственной оси x определяется по формуле

$$I_x = bh^3/12 \quad (\text{П1.5})$$

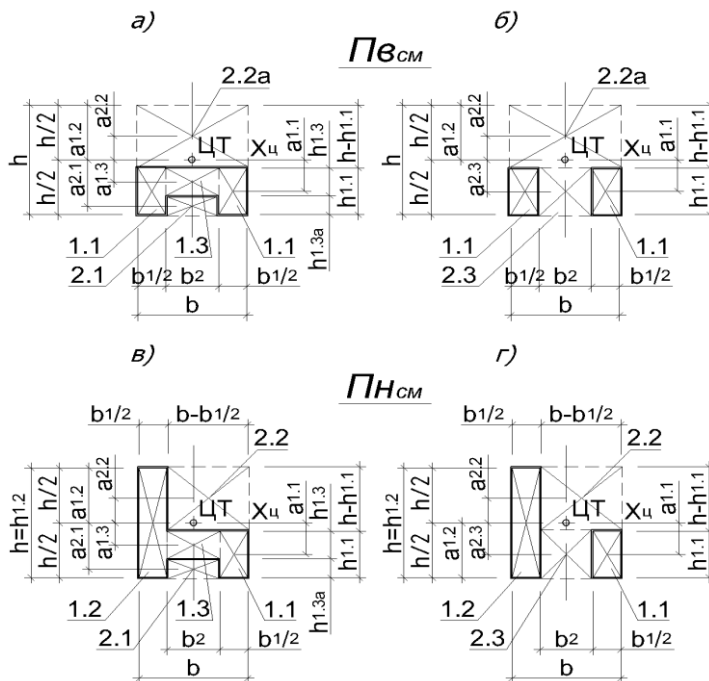


Рис. П.1.1. Расчетная схема момента инерции составного сечения СбМт пояса внутренних (Пвсм) и наружных (Пнсм) стен, на участках: а – с перемычками (l_{01}); б – между перемычками (l_{02}).

СбМт пояс наружных стен

Пнсм (рис. П.1.1, в, г).

Сборный ж.б. блок данного пояса содержит наружную ветвьбалку, высотой $h_{1.2}=400$ мм и внутреннюю, высотой $h_{1.1}=170$ мм. Их средняя толщина $b_{1/2}=100$ мм. Они соединены между собой ж.б. перемычками с шагом $S_{1.3}=400$ мм, средней толщиной $b_{1.3}=140$ мм, высотой $h_{1.3}=100$ мм, длиной $b_2=200$ мм, приподнятыми над основанием на $h_{1.3a}=70$ мм (рис. П1.1, П1.2 $\partial \div \varepsilon$).

Участок $l_{01}=0,35$ м с перемычками Пнсм (рис. П.1.1, а, в).

Моменты инерции простых

фигур сборного элемента (I), относительно собственных осей, по формуле (П1.5)

$$I_{x1.1} = 10 \times 17^3 / 12 = 4094 \text{ см}^4, I_{x1.2} = 10 \times 40^3 / 12 = 53333 \text{ см}^4, I_{x1.3} = 20 \times 10^3 / 12 = 1667 \text{ см}^4.$$

Центр тяжести всего сечения пояса принят по его геометрическому центру (цт).

Расстояния до x_c от центра тяжести прстных фигур, из вычислений, равны

$$a_{1.1} = 115 \text{ мм}, a_{1.3} = 80 \text{ мм}, a_{2.1} = 165 \text{ мм}, a_{2.2} = 85 \text{ мм}, a_{2.3} = 115 \text{ мм},$$

Приведенный момент инерции сборного элемента (I), на участке с перемычками (l_{01}) относительно оси x_{ii} определяется по формуле

$$I_{x_{ii}1,01} = I_{x1.2} + (I_{x1.1} + F_{1.1}a_{1.1}^2) + (I_{x1.3} + F_{1.3}a_{1.3}^2) \quad (\text{П1.7})$$

Тогда $I_{x_{ii}1,01} = 53333 + (4094 + 170 \times 11,5^2) + (1667 + 200 \times 8^2) = 94377 \text{ см}^4$

Изгибная жесткость сечения сборного элемента $Пн_{см}$ (рис. П1.1в) на участке l_{01} с перемычками определяется исходя из формулы (П1.1), без учета ползучести бетона

$$C_{1,01} = E_1 I_{x_{ii}1,01} = 24000 \times 94377 = 2,27 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (22,7 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Моменты инерции простых фигур монолитного элемента (2), относительно собственных осей, на участке l_{01} по формуле (П1.4)

$$I_{x2.1} = 20 \times 7^3 / 12 = 572 \text{ см}^4, \quad I_{x2.2} = 30 \times 23^3 / 12 = 30418 \text{ см}^4$$

Момент инерции монолитного элемента (2), относительно оси x_{ii} определяется по формуле

$$I_{x_{ii}2,01} = (I_{x2.1} + F_{2.1}a_{2.1}^2) + (I_{x2.2} + F_{2.2}a_{2.2}^2) \quad (\text{П1.8})$$

Тогда $I_{x_{ii}2,01} = (572 + 140 \times 16,5^2) + (30418 + 690 \times 8,5^2) = 118958 \text{ см}^4$.

Жесткость монолитного элемента (2), из формулы (П1.1)

$$C_{2,01} = E_2 I_{x_{ii}2,01} = 27000 \times 118958 = 3,21 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (32,1 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Относительная изгибная жесткость на участке с перемычками $l_{01} = 0,35 \text{ м}$ ($k_{01} = 0,35$), приходящая на 1 м длины *СбМт* пояса определяется по формуле

$$C_{101} = (C_{1,01} + C_{2,01}) k_{01} \quad (\text{П1.9})$$

$$C_{101} = (2,27 + 3,21) 10^9 \times 0,35 = 1,92 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (19,2 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Участок $l_{02} = 0,65 \text{ м}$, без перемычек пояса $Пн_{см}$ (Рис. П.1.1, з).

Моменты инерции простых фигур сборного элемента (I), относительно собственных осей, на участке l_{02} - по формуле (П1.4)

$$I_{x1.1} = 10 \times 17^3 / 12 = 4094 \text{ см}^4, \quad I_{x1.2} = 10 \times 40^3 / 12 = 53333 \text{ см}^4.$$

Приведенный момент инерции сборного элемента (I), на участке (l_{02}) относительно оси x_{ii} определяется по формуле

$$I_{x_{ii}1,02} = I_{x1.2} + (I_{x1.1} + F_{1.1}a_{1.1}^2) \quad (\text{П1.10})$$

Тогда $I_{x_{ii}1,02} = 53333 + (4094 + 170 \times 11,5^2) = 79910 \text{ см}^4$

Жесткость сборного элемента на участке (l_{02}) из формулы (П1.1)

$$C_{1,02} = E_1 I_{x_{ii}1,02} = 24000 \times 79910 = 1,92 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (19,2 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Моменты инерции простых фигур монолитного элемента (2), относительно собственных осей, на участке (l_{02}) (рис. П1.1 б) по формуле (П1.4)

$$I_{x2.3} = 20 \times 17^3 / 12 = 8188 \text{ см}^4, \quad I_{x2.2} = 30 \times 23^3 / 12 = 30418 \text{ см}^4$$

Приведенный момент инерции монолитного элемента (2), на участке (l_{02}), без перемычек относительно оси x_y определяется по формуле

$$I_{xy2.02} = (I_{x2.3} + F_{2.3}a_{2.3}^2) + (I_{x2.2} + F_{2.2}a_{2.2}^2) \quad (\text{П1.8a})$$

Тогда $I_{xy2.02} = (8188 + 340 \times 11,5^2) + (30418 + 690 \times 8,5^2) = 133424 \text{ см}^4$.

Жесткость монолитного элемента (2), из формулы (П1.1), без учета ползучести бетона

$$C_{2.02} = E_2 I_{xy2.02} = 27000 \times 133424 = 3,6 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (36 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Относительная изгибная жесткость на участке $l_{02} = 0,65 \text{ м}$ ($k_{02} = 0,65$), приходящая на 1 м длины *СбМт* пояса определяется по формуле

$$C_{l_{02}} = (C_{1.02} + C_{2.02}) l_{02} \quad (\text{П1.9a})$$

$$C_{l_{02}} = (1,92 + 3,60) 10^9 \times 0,65 = 3,59 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (35,9 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

В итоге общая приведенная изгибная жесткость всего сечения *СбМт* пояса $P_{нсм}$, наружных стен, по формуле (П1.2) равна

$$C_n = (\varphi_{b1} / \varphi_{b2}) \sum C_l = (\varphi_{b1} / \varphi_{b2}) (C_{l_{01}} + C_{l_{02}}) = (0,85 / 1) (1,92 \times 10^9 + 3,6 \times 10^9) = 4,7 \times 10^9 \text{ Н см}^2$$

СбМт пояс внутренних стен $P_{всм}$ (рис. П.1.1, а, б).

Сборный ж.б. блок данного пояса содержит две внутренние ветвьбалки высотой $h_{1.1} = 170 \text{ мм}$. Их средняя толщина $b_{1/2} = 100 \text{ мм}$. Эти ветвьбалки соединены между собой ж.б. перемычками, шагом $S_{1.3} = 400 \text{ мм}$, средней толщиной $b_{1.3} = 140 \text{ мм}$, высотой $h_{1.3} = 100 \text{ мм}$, длиной $b_2 = 200 \text{ мм}$, приподнятыми над основанием на $h_{1.3a} = 70 \text{ мм}$ (рис. П1.1, П1.2 д-з).

Участок $l_{01} = 0,35 \text{ м}$ с перемычками пояса $P_{всм}$ (рис. П.1.1, а).

Моменты инерции простых фигур сборного элемента (1), относительно собственных осей, по формуле (П1.5)

$$I_{x1.1} = 10 \times 17^3 / 12 = 4094 \text{ см}^4, \quad I_{x1.3} = 20 \times 10^3 / 12 = 1667 \text{ см}^4.$$

Центр тяжести всего сечения пояса принят по его центру (ось x_y по середине высоты).

Расстояния до x_y от центра тяжести прстных фигур, из вычислений, равны

$$a_{1.1} = 115 \text{ мм}, \quad a_{1.3} = 80 \text{ мм}, \quad a_{2.1} = 165 \text{ мм}, \quad a_{2.2} = 85 \text{ мм}, \quad a_{2.3} = 115 \text{ мм},$$

Приведенный момент инерции сборного элемента (1), на участке с перемычками (l_{01}) относительно оси x_y определяется по формуле

$$I_{xy1.01} = 2(I_{x1.1} + F_{1.1}a_{1.1}^2) + (I_{x1.3} + F_{1.3}a_{1.3}^2) \quad (\text{П1.7a})$$

Тогда $I_{xy1.01} = 2(4094 + 170 \times 11,5^2) + (1667 + 200 \times 8^2) = 67619 \text{ см}^4$

Изгибная жесткость сечения сборного элемента (рис. П1.1, а) на участке l_{01} определяется исходя из формулы (П1.1), без учета ползучести бетона

$$C_{1.01} = E_1 I_{xy1.01} = 24000 \times 67619 = 1,62 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (16,2 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Моменты инерции простых фигур монолитного элемента (2), относительно собственных осей, на участке l_{01} по формуле (П1.4)

$$I_{x2.1}=20 \times 7^3/12=572 \text{ см}^4, I_{x2.2a}=40 \times 23^3/12=40577 \text{ см}^4$$

Момент инерции монолитного элемента (2), относительно оси x_y определяется по формуле

$$I_{x_{y2},01}=(I_{x2.1}+F_{2.1}a_{2.1}^2)+(I_{x2.2a}+F_{2.2a}a_{2.2}^2) \quad (\text{П1.8б})$$

Тогда $I_{x_{y2},01}=(572+140 \times 16,5^2)+(40577+920 \times 8,5^2)=145714 \text{ см}^4$.

Жесткость монолитного элемента (2), из формулы (П1.1)

$$C_{2,01}=E_2 I_{x_{y2},01}=27000 \times 145714=3,93 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (39,3 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Относительная изгибная жесткость на участке с перемычками $l_{01}=0,35 \text{ м}$ ($k_{01}=0,35$), приходящая на 1 м длины *СбМт* пояса *Пвс* определяется по формуле (П1.9)

$$C_{\text{Ю1}}=(C_{1,01}+C_{2,01})k_{01}=(1,62+3,93)10^9 \times 0,35=1,94 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (19,4 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Участок $l_{02}=0,65 \text{ м}$, без перемычек пояса *Пвсм* (Рис. П.1.1, б).

Моменты инерции простых фигур сборного элемента (1), относительно собственных осей, на участке l_{02} - по формуле (П1.4)

$$I_{x1.1}=10 \times 17^3/12=4094 \text{ см}^4.$$

Приведенный момент инерции сборного элемента (1), на участке (l_{02}) относительно оси x_y определяется по формуле

$$I_{x_{y1},02}=2(I_{x1.1}+F_{1.1}a_{1.1}^2) \quad (\text{П1.10а})$$

Тогда $I_{x_{y1},02}=2(4094+170 \times 11,5^2)=53153 \text{ см}^4$

Жесткость сборного элемента на участке (l_{02}) из формулы (П1.1)

$$C_{1,02}=E_1 I_{x_{y1},02}=24000 \times 53153=1,28 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (12,8 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Моменты инерции простых фигур монолитного элемента (2), относительно собственных осей, на участке (l_{02}) по формуле (П1.4)

$$I_{x2.3}=20 \times 17^3/12=8188 \text{ см}^4, I_{x2.2a}=40 \times 23^3/12=40577 \text{ см}^4$$

Приведенный момент инерции монолитного элемента (2), на участке (l_{02}), без перемычек относительно оси x_y определяется по формуле

$$I_{x_{y2},02}=(I_{x2.3}+F_{2.3}a_{2.3}^2)+(I_{x2.2a}+F_{2.2a}a_{2.2}^2) \quad (\text{П1.8б})$$

Тогда $I_{x_{y2},02}=(8188+340 \times 11,5^2)+(40577+920 \times 8,5^2)=160180 \text{ см}^4$.

Жесткость монолитного элемента (2), из формулы (П1.1), без учета ползучести бетона

$$C_{2,02}=E_2 I_{x_{y2},02}=27000 \times 160180=4,32 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \quad (43,2 \times 10^9 \text{ кгс см}^2).$$

Относительная изгибная жесткость на участке $l_{02}=0,65 \text{ м}$ ($k_{02}=0,65$), приходящая на 1 м длины *СбМт* пояса определяется по формуле (П1.9а)

$$C_{I02}=(C_{1.02}+C_{2.02})I_{02}=(1,28+4,32)10^9 \times 0,65=3,64 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \text{ (36,4} \times 10^9 \text{ кгс см}^2\text{)}.$$

В итоге общая приведенная изгибная жесткость всего сечения *СбМт* пояса *Пвсм*, внутренних стен, по формуле (П1.2) равна

$$C_n=(\varphi_{b1}/\varphi_{b2})\sum C_i=(\varphi_{b1}/\varphi_{b2})(C_{I01}+C_{I02})=(0,85/1)(1,94 \times 10^9+3,64 \times 10^9)=\mathbf{4,74 \times 10^9 \text{ Нсм}^2}$$

14. **Изгибная жесткость монолитного пояса C_{n2}** с учетом ползучести, при его моменте инерции

$$I_{x2}=40 \times 40^3/12=213333 \text{ см}^4$$

$$C_{n2}=(\varphi_{b1}/\varphi_{b2})E_2I_{x2}=(0,85/1)(27000 \times 213333)=4,9 \times 10^9 \text{ Н см}^2 \text{ (49} \times 10^9 \text{ кгс см}^2\text{)}.$$

15. **Поправочный коэффициент K_c изгибной жесткости** монолитного пояса приведенный к *СбМт* поясу, учитывающему в расчетах зданий *МКЭ* для пояса:

$$\text{- Пнсм } K_c=C_n/C_{n2}=4,70 \times 10^9/4,9 \times 10^9=\mathbf{0,959};$$

$$\text{- Пвсм } K_c=C_n/C_{n2}=4,74 \times 10^9/4,9 \times 10^9=\mathbf{0,968}.$$

$$\text{Среднее значение } K_{cс}=(0,959+0,968)/2=\mathbf{0,96}.$$

В итоге жесткость *СбМт* пояса на **4%** меньше монолитного пояса, что в принципе не может существенно сказаться на результатах расчетов здания *МКЭ* и может не учитываться в них.

П1.1.2. Расчет антисейсмических поясов в зданиях методом конечных элементов. Расчет *АС СбМт* поясов в зданиях выполняется методом конечных элементов, поэтапно с учетом деформирования опорных участков в простенках и разрушения наиболее слабого простенка с учетом упругости основания как показано в расчете *Rt2.5* (см. раздел 3 *диссертации* [1]). При существенной разнице жесткости *СбМт* пояса относительно монолитного, дополнительно вводится поправочный коэффициент K_c приводящий *СбМт* пояс к монолитному. При просадочных и неоднородных осадочных грунтах учитываются также неравномерные просадки и осадки.

П1.1.3. Анализ результатов расчета *Rt2.5*. В расчетах, в предразрушающей стадии *III* (рис. 3.9, 3.10 *диссертации* [1] и *прилож* 2, П2.2) выявлено, что в поясах, расположенных над 1-м и 2-м этажами, появляются наибольшие усилия: - изгибающий момент над опорой $M_Y^{on}_{1,2}=-5,8$ тс м, в пролете $M_Y^{mp}_{1,2}=4,8$ тсм; - поперечная сила $QZ_{1,2}=6,1$ тс; - крутящий момент $MK_{1,2}=1,5$ тсм. Значения этих усилий, на 30-40% выше от значений в поясах над подвалом и вышележащими (3÷5) этажами, где они составляют, соответственно: $M_Y^{on}=-3,8$ тсм ($K=3,8/5,8=0,66$), $M_Y^{mp}=3,4$ тсм ($K=3,4/4,8=0,7$), $QZ=3,7$ тс ($K=3,7/6,1=0,6$).

Исходя из этого над 1-м и 2-м этажами необходимо выполнять усиленное армирование поясов (*тип. 2*), а на остальных этажах обычное (*тип. 1*). При этом крутящий

момент поясов над всеми этажами $M_{K_{1-5}}=1,5\text{тс}\cdot\text{м}$. Особое внимание привлекает продольное усилие над подвалом $N=13\text{тс}$, что существенно, в 2,5 раза больше чем над 1-м этажом и в 6÷11 раз больше чем над вышележащими этажами.

П1.1.4. Итоги результатов расчета Rt2.5. Полученные, в расчете Rt2.5 усилия в поясах и их армирование (табл. П1.1) являются максимальными и принимаются для проектирования СбМт поясов, после проверки их несущей способности по I и II группам предельных состояний.

Таблица П1.1. Армирование поясов по расчету Rt2.5.

N п/п	Этаж, тип расчета	Продольное				Поперечное, ASwI, u=100	
		Нижнее, AS1		Верхнее, AS2		см ²	Ø, мм см ²
		см ²	$\frac{n\text{Ø, мм}}{\text{см}^2}$	см ²	$\frac{n\text{Ø, мм}}{\text{см}^2}$		
1	Над подвалом, <i>тин2</i>	1,7	$\frac{2\text{Ø}12}{2,26}$	1,8	$\frac{2\text{Ø}12}{2,26}$	0,7	$\frac{2\text{Ø}8}{1,01}$
2	Над 1-м и 2-м этажами, <i>тин1</i>	6,1	$\frac{4\text{Ø}14}{6,16}$	7,3 (7,72*)	$\frac{4\text{Ø}16^*}{8,04}$	1,0	$\frac{2\text{Ø}8}{1,01}$
3	Над 3-м÷5-м этажами, <i>тин2</i>	5,9	$\frac{4\text{Ø}14}{6,16}$	6,3	$\frac{4\text{Ø}16}{8,04}$	0,9	$\frac{2\text{Ø}8}{1,01}$

*) – с учетом кручения ($K=1,057$)

П1.2. Расчет несущей способности антисейсмических сборно-монолитных поясов.

П1.2.1. Общие данные. Расчет поперечного сечения поясов по I-ой и II-ой группам предельных состояний (по несущей способности и пригодности к эксплуатации) производится в соответствии с методикой изложенной в разделе 5.4 диссертации в 2 этапа. *Эт1* - работа не полным сечением СбМт пояса, только сборным элементом, до приобретения монолитным бетоном проектной прочности, на нагрузки действующие в процессе монтажа. *Эт2* - работа полным сечением СбМт пояса, после приобретения монолитным бетоном проектной прочности, на нагрузки действующие в процессе завершения строительства и эксплуатации здания.

П1.2.2. Этап 1. Расчет пояса на монтажную нагрузку, действующую только на сборный элемент в процессе возведения перекрытия, до приобретения монолитным бетоном проектной прочности производится по расчетной модели приведенной на рис. П1.2 и 4.7 диссертации [1], в соответствии с требованиями норм по проектированию элементов из обычного железобетона [5]. При этом, расчетный пролет сборного,

свободноопертого элемента пояса принимается равным наибольшему проему здания $l_f=2\text{м}$. Принятые размеры составных частей сборного элемента в мм: - ветвьбалок: $b=400$, $h_{1.1}=170$, $h=h_{1.2}=400$, $b_{1/2}=100$, $b_2=200$, $b_{1.2a}=95$, $a=a'=30$; - ж.б. перемычек: $b_{1.3}=140$, $b_{1.3a}=47$, $b_{1.3b}=46$, $h_{1.3}=110$, $h_{1.3a}=60$, $h_{1.3b}=40$, $h_{1.3c}=70$, $a_{1.3}=a'_{1.3}=20$; - шаг перемычек $S_{1.3}=400$.

Расчетная нагрузка от перекрытия: - собственный вес перекрытия (С9-П63-10) $q_1=2943\text{ Па}$ (300 кгс/м²); - монтажная на перекрытие (рабочие, инструменты... - уточняется по факту) $q_2=490\text{ Па}$ (50 кгс/м²).

Итого на перекрытие: $q_n=q_1+q_2=3433\text{ Па}$ (350 кгс/м²).

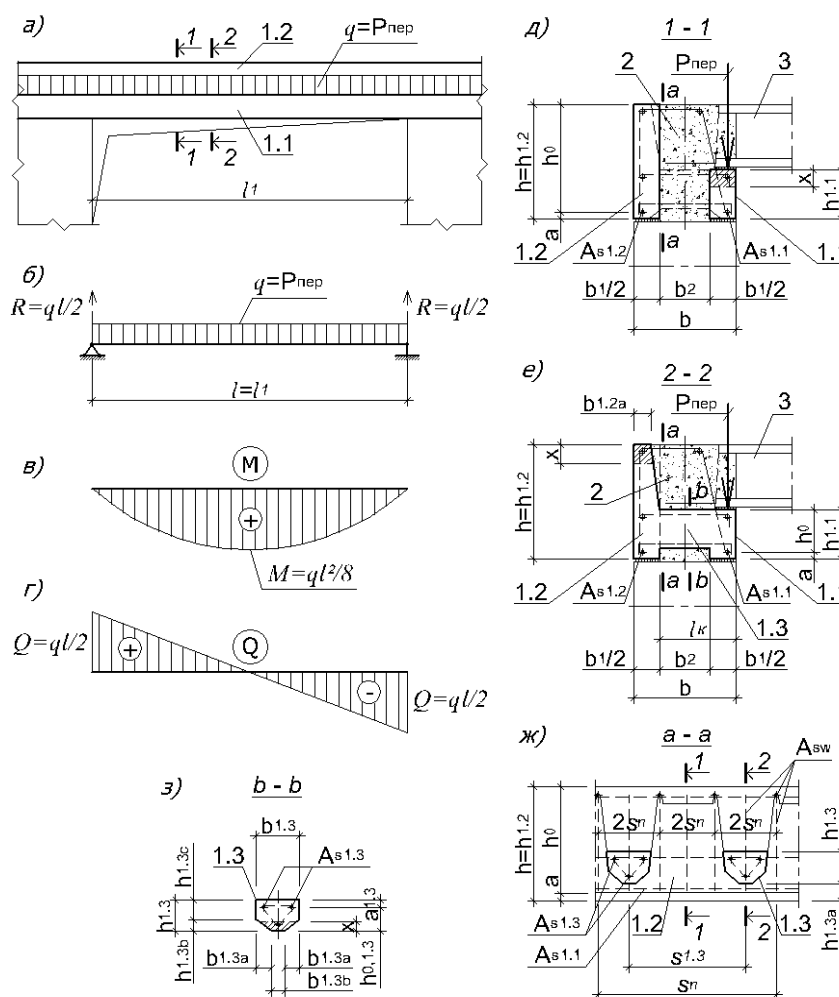


Рис. П.1.2. Расчетная схема пояса в процессе монтажа, над проемами:
a – общий вид;
б – расчетная схема в пролете; *в* – эпюра изгибающих моментов (*M*);
г – эпюра перерезывающих сил (*Q*);
д - поперечное сечение между перемычками;
е - поперечное сечение по перемычкам;
ж - продольное сечение по контактному шву высокой ветви (1.2);
з - поперечное сечение перемычки.

Нагрузка от перекрытия длиной $l_0=5,7\text{ м}$ приходящая на опорную ветвьбалку пояса

$$P_{пер}=ql_0/2 \quad (\text{П1.9})$$

$$P_{пер}=3433 \times 5,7/2=9780\text{ Н/мп} =9,78\text{ кН/мп} (996\text{ кгс/мп}).$$

Собственный вес железобетона *СбМт* пояса (приходящегося от его половины) на одну ветвьбалку (включая сборный и монолитный ж.б.)

$$q^{c6}_{1.1}=q^{c6}_{1.2}=bh\rho/2, \quad (\text{П1.10})$$

где, ρ - плотность тяжелого бетона, равная 27кН/м^3 (2752 кгс/м^3).

Откуда $q^{c6}_{1.1}=q^{c6}_{1.2}=0,4\times 0,4\times 27/2=2,16\text{ кН/мп}$ (220 кгс/мп).

Во время монтажа возможны динамические перегрузки. Принимаем коэффициент перегрузки $K_d=1,4$. Полная нагрузка:

- на внутреннюю опорную ветвьбалку

$$q_{1.1}=(q^{c6}_{1.1}+P_{nep})K_d \quad (\text{П1.11})$$

$$q_{1.1}=(2,16+9,78)1,4=16,72\text{ кН/мп}$$
 (1704 кгс/мп);

- на наружную ветвьбалку

$$q_{1.2}=q^{c6}_{1.2} K_d \quad (\text{П1.12})$$

$$q_{1.2}=2,16\times 1,4=3,0\text{ кН/мп}$$
 (305 кгс/мп).

Далее расчет производится по общепринятым формулам [5].

П1.2.3. Этап 2. Расчет *СбМт* пояса полным сечением, после приобретения монолитным бетоном проектной прочности производится на нагрузки действующие в процессе завершения строительства и эксплуатации здания, в соответствии с предложенной методикой (раздел 4 *диссертации* [1]) и пособием по проектированию *СбМт* конструкций [6], по расчетной модели сечений представленной на *рис. 4.6 диссертации* [1].

В традиционных конструкциях, условно однородного сечения, исчерпание несущей способности в I-ом предельном состоянии наступает по нормальному (*схема 1*) и наклонному (*схема 2*) сечениям. Их расчетный аппарат приемлем и для *СбМт* конструкций с присущими им особенностями, заключающимися в том, что в *СбМт* конструкциях присутствуют бетон и арматура разного класса. Расчеты их сечений производятся по общеизвестным формулам с расчетными сопротивлениями, отвечающими этим классам [5, 6]. Так, вместо $R_b S_b$ и $R_b A_b$ следует подставлять суммы $\Sigma R_{bj} S_{bj}$ и $\Sigma R_{bj} A_{bj}$. При определении характеристики сжатой зоны по формуле $\omega=0,85-0,008R_b$ сопротивление бетона сжатию R_b определяется по формуле $R_b=(\Sigma R_{bj} A_{bj})/S$ [1, *ф. (4.14)*].

Для *СбМт* конструкций характерным является разрушение по 3-ей схеме – по контактному шву (3-е НДС).

П1.2.4. Расчет прочности контактного шва в поясе между сборным элементом и монолитным бетоном. Расчет производится по методике изложенной в разделе 4.5 [1], в

соответствии с нормами по расчету железобетонных конструкций [5, 7] с учетом пособия по расчету *СбМт* конструкций [6] из условия

$$F \leq F_{sh},$$

где: F – сдвигающая сила в шве от внешней нагрузки, вычисляемая по формулам (4.31, 4.36) *диссертации* [1], [6, ф. (67, 71)];

F_{sh} – предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, по формуле (4.30а) *диссертации* [1], [6, ф. (73)], равное $F_{sh} = R_{sh} A_{sh} = R_{sh} b_{sh} l_{sh}$.

При расчете прочности контактного шва *АС СбМт* пояса учитывается совместная работа шпонок, поперечного армирования и шпонок-перемычек с их продольным армированием, работающем на срез.

В общем виде, среднее суммарное сопротивление сдвигу контактного шва, по формуле (4.25) *диссертации* [1], [6, ф. (74)] равно

$$R_{sh} = R_{sh,n} + R_{sh,s} + R_{sh,b}, \text{ мПа (кгс/см}^2\text{)},$$

где: - $R_{sh,n}$ – сопротивление шва сдвигу за счет работы шпонок на сжатие $R_{sh,bn}$ и срез $R_{sh,bt}$, принимая наименьшее значение, вычисляется по формулам

$$R_{sh,n} = R_{sh,bn} = n R_b A_b / A_{sh} = n R_b b_n h_n / b_{sh} l_{sh},$$

$$R_{sh,n} = R_{sh,bt} = 2n R_{bt} A_{bt} / A_{sh} = 2n R_{bt} b_n l_n / b_{sh} l_{sh};$$

- $R_{sh,s}$ – сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез всей арматуры пересекающей шов (поперечной от хомутов $/R_{sh,s1.1}/$ и продольной в поперечно направленных шпонках-перемычках $/R_{sh,s1.3}/$) равно

$$R_{sh,s} = R_{sh,s1.1} + R_{sh,s1.3}$$

При расчете прочности контактного шва с учетом совместной работы шпонок и поперечной арматуры, расчетное сопротивление контактного шва сдвигу принимается по формуле пособия [6, ф. (75)]:

$$R_{sh} = \gamma_{n1} R_{sh,n} + \gamma_{n2} R_{sh,s},$$

где, при $R_{sh,n} \geq R_{sh,s}$ $\gamma_{n1} = 1$, $\gamma_{n2} = 0,5$,

при $R_{sh,n} < R_{sh,s}$ $\gamma_{n1} = 0,5$, $\gamma_{n2} = 1$

Для каждого случая сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез арматуры (вертикальной, горизонтальной) принимается по формуле [6, ф.(78)]:

$$R_{sh,s} = 0,65^3 \sqrt{R_b^2 E_s \mu_{sw}} \leq 0,7 \mu_{sw} R_s,$$

где: - R_b – расчетное сопротивление монолитного бетона на сжатие; E_s – модуль упругости поперечной арматуры; μ_{sw} – коэффициент армирования контактного шва поперечной (вертикальной или горизонтальной) арматурой, определяемый по формуле

$$\mu_{sw} = A_{sw} / (b_{sh} s),$$

где b_{sh} - ширина горизонтального, вертикального участка поверхности шва; s - расстояние между поперечными стержнями горизонтального, вертикального участков.

Число шпонок, зависит от их шага S_n и принимается $n=l_{sh}/S_n \leq 3$.

Длина поверхности сдвига l_{sh} принимается по формулам (4,37) *диссертации* [1].

При отсутствии шпонок учитывается сопротивление шва сдвигу $R_{sh,b}$ за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона по формуле [6, ф.(76)]:

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3} R_{bt} (1 + \gamma_{b4} \sigma_{bm} / R_{bt})$$

где R_{bt} - расчетное сопротивление монолитного бетона растяжению; γ_{b1} - коэффициент, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки, его значения для плоского шероховатого, армированного поперечной арматурой контакта принимают: при коэффициенте асимметрии цикла нагружения $\rho=0,3$, $\gamma_{b1}=0,65$; при $\rho=0,6$, $\gamma_{b1}=0,75$; γ_{b2} - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки, принимаемый $\gamma_{b2}=0,75$; γ_{b3} - коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва на сцепление бетона, принимаемый по [6, табл.1]; γ_{b4} - коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва при его обжатии, принимаемый по [6, табл.1]; $\sigma_{b,m}$ - среднее значение напряжения обжатия контактного шва, определяемое по формуле:

$$\sigma_{b,m} = \frac{Q}{b_{sh} \cdot l_{sh}},$$

где Q - опорная реакция; b_{sh} и l_{sh} - ширина горизонтального участка поверхности шва и его длина.

При расчете прочности контактных швов у промежуточных опор неразрезных балок принимают $\sigma_{b,m}=0$, при этом, в сейсмических условиях, допуская наихудшие условия $\rho=0,3$, $\gamma_{b1}=0,65$, по формуле (4.29) *диссертации* [1]:

$$R_{sh,b} = 0,65 \times 0,75 \gamma_{b3} R_{bt} = 0,49 \gamma_{b3} R_{bt}.$$

Плоский гладкий, а также неармированный плоский контакт при действии многократно повторяющейся (*сейсмической*) нагрузки применять не допускается [6, п. 2.30, прим.]. Характеристики контактов принимаются по [6, табл.1].

Требуется: - определить прочность контактного шва предложенного *СбМт* пояса в процессе расчета здания (*Риш-1*), *СбМт* пояса аналога (*Риш-2*), эталонного монолитного пояса (*Риш-3*) и испытанных образцов предложенного *СбМт* пояса (*Риш-4*); - определить коэффициенты запаса прочности швов;

П1.2.5. Расчет прочности контактного шва ($R_{ш-1}$) предложенного СбМт пояса наружных стен в процессе расчета МКЭ здания.

Исходные данные. СбМт пояс представляет собой неразрезную балку. Расчетная схема контактного шва представлена на рис. П.1.3 и 4.10, 4.11 диссертации [1], технико-экономические показатели в табл. 4.1 (Пв-3, Пн-3) диссертации [1].

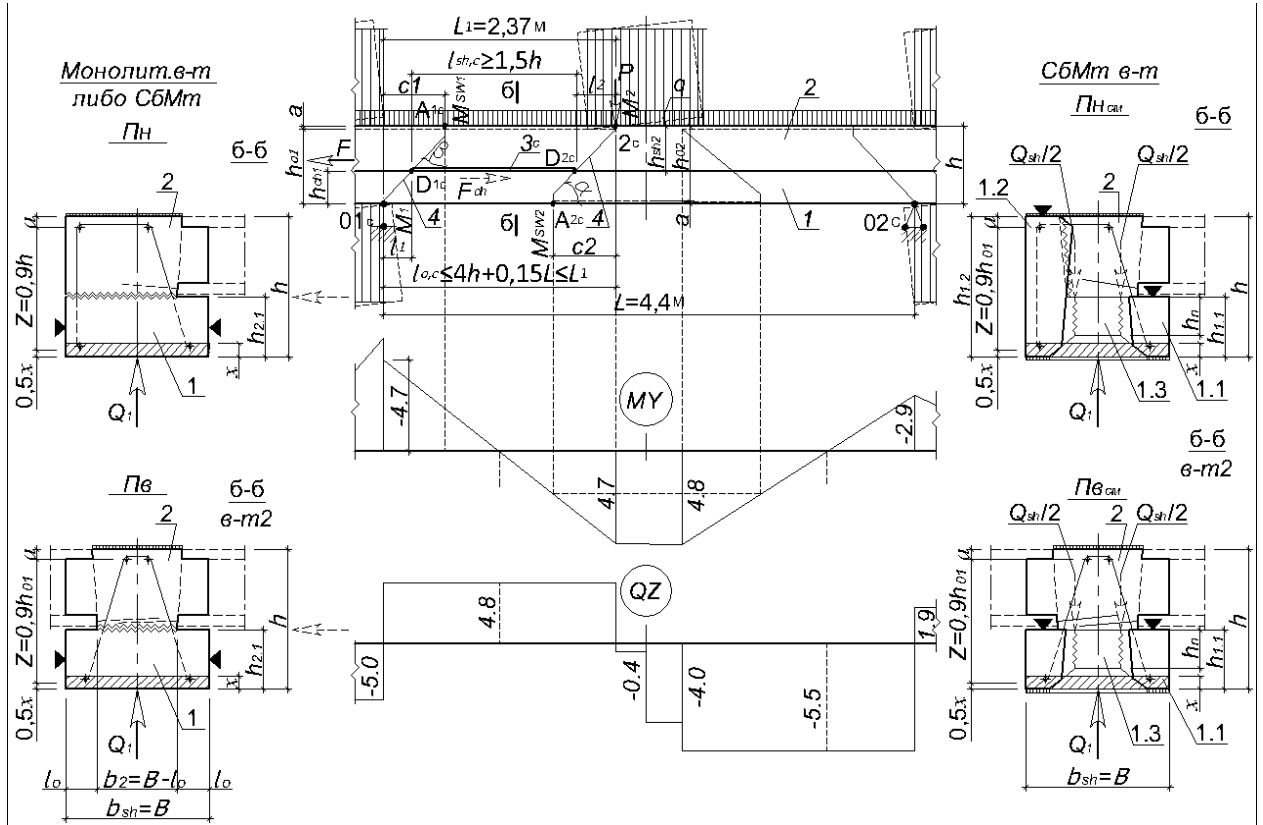


Рис. П.1.3. Расчетная схема длины сдвиговых участков контакта l_{sh} у средних опор неразрезных АС поясов, ограниченных опорными наклонными трещинами, в тех местах, в которых момент внешних сил M не меньше момента образования трещин воспринимаемого хомутами M_{sw} , 10^{-1} кН м: 1-сборный элемент; 2-монолитный бетон; 3-наклонное сечение. (B расчете здания МКЭ в поясе $M < M_{sw}$, сдвиг отсутствует, $l_{sh}=0$).

Опорная реакция от внешней нагрузки (рис. П1.3) $Q=48$ кН (4,8 тс). Изгибающие моменты от внешней нагрузки у опоры $M_1=-47$ кНм (-4,7 тсм) и в пролете $M_2=47$ кНм (4,7 тсм). Основные размеры поперечного сечения: $h=400$ мм, $b=400$ мм, $a=30$ мм, $h_0=370$ мм, $h_{1,1}=170$ мм, $h_{1,3}=110$ мм, $b_{1,3}=140$ мм. Детальные размеры см. П1.2.2. Расчетный пролет $L=4,4$ м, точка приложения нагрузки $L_1=2,37$ м.

Поверхность контактного шва гладкая, содержит:

- выпуски поперечной арматуры (хомутов) с шагом $s=100$ мм, из $2\text{Ø}8$ кл. АІ, в одном поперечном сечении пояса, площадью сечения $A_{sw}=101$ мм² (1,01 см²) с расчетным сопротивлением $R_s=225$ мПа (2250 кгс/см²), $R_{sw}=175$ мПа (1750 кгс/см²), $E_s=2,1 \times 10^5$ мПа;

- в нижней части пояса, сквозные ж.б. шпонки-перемычки высотой h_n равной $h_{1,3}=110$ мм, шириной $b_{1,3}=140$ мм, шагом $s_{1,3}=400$ мм, соединяющие низкую ветвьбалку (1.1) с высокой (1.2), в наружных поясах и низкие (1.1), между собой, во внутренних поясах.

Продольная, работающая на срез арматура перемычек (1.3) - 3Ø8АШ, $A_s=151\text{мм}^2$ ($1,51\text{см}^2$), $R_s=355$ мПа (3550 кгс/см²), $R_{sw}=285$ мПа (2850 кгс/см²), $E_s=2,0 \cdot 10^5$ мПа. Сжимаемая поверхность шпонок $A_{bn}=A_{b,1,3}=b_{1,3}b_2=140 \cdot 200=28000$ мм² (280 см²).

Срезаемая поверхность 2-х оснований перемычек $A_{bt,1,3}=2[b_{1,3} \cdot h_{1,3c} + h_{1,3b}(b_{1,3} + b_{1,3b})/2]=2[140 \cdot 70 + 40(140 + 40)/2]=26800$ мм² (268 см²);

- в верхней части наружного пояса над шпонками-перемычками (1.3), в высокой ветвь-балке (1.2) шпонки глубиной $h_{n,cp}=10$ мм, высотой $l_n=200$ мм, длиной $b_{n,cp}=200$ мм. Допускается верхнюю часть наружного пояса не учитывать в расчетах, в запас прочности, так как его нижняя часть под плитами перекрытий не отличается от пояса внутренних стен.

Бетон монолитный и сборный кл. С20, $R_b=11,5$ мПа (117 кгс/см²), $R_{bt}=0,9$ мПа ($9,18$ кгс/см²), $E_{b,1}=24000$ мПа, $E_{b,2}=27000$ мПа.

Выполнение расчета прочности контактного шва *Рш-1* (рис. П1.3).

1. Определяются параметры: $h_{sh1}=h_{1,1}=170$ мм, $h_{sh2}=h-h_{1,1}=400-170=230$ мм, $h_{01}=h_{02}=h-a=400-30=370$ мм

2. Рассматриваются 3 выбранные наклонные сечения с проекциями на продольную ось элемента (пояса), по условиям (5.42 а, б, в), обозначенные символом С (как и в пособии [6], СП [7] и др.). Для разных вариантов принимается обозначение $C=C_{j(i)}$
 $C_{1(1)}=C_{2(1)}=1,5h_0=1,5 \cdot 370=555$ мм, $C_{1(2)}=C_{2(2)}=2h_0=2 \cdot 370=740$ мм, $C_{1(3)}=C_{2(3)}=h_0=370$ мм.

3. Момент M_{sw} , воспринимаемый поперечной арматурой, расположенный у растянутой грани элемента равен $M_{sw,j(i)}=0,5q_{sw,j} \cdot C_{j(i)}^2 \leq M$, где $q_{sw,j}=R_{sw} \cdot A_{sw,j}/s_j$.

$$q_{sw,1}=175 \cdot 101/100=177 \text{ Н/мм (177 кгс/см)},$$

$$M_{sw,1(1)}=0,5 \cdot 177 \cdot 555^2=27 \cdot 10^6 \text{ Н мм}=27 \text{ кНм (2,7 тсм)},$$

$$M_{sw,1(2)}=0,5 \cdot 177 \cdot 740^2=48 \cdot 10^6 \text{ Н мм}=48 \text{ кНм (4,8 тсм)} > M=47 \text{ кНм, принимается}$$

$$M_{sw,1(2)}=47 \text{ кНм,}$$

$$M_{sw,1(3)}=0,5 \cdot 177 \cdot 370^2=12 \cdot 10^6 \text{ Н мм}=12 \text{ кНм (1,2 тсм)}.$$

4. Внешняя сдвигающая сила в шве, в зависимости от величины наклонного сечения (трещины), равна

$$F = \frac{M_1 - M_{sw1}}{z_1} + \frac{M_2 - M_{sw2}}{z_2}, \text{ где: } z_1=0,9 \cdot h_{01}; z_2=0,9 \cdot h_{02}.$$

$$z_1=z_2=0,9 \cdot 370=333 \text{ мм.}$$

$$F_{(1)}=(47-27)/333+(47-13)/333=0,16 \text{ кН (0,016 тс),}$$

$$F_{(2)}=(47-47)/333+(47-24)/333=0,07 \text{ кН (0,007 тс),}$$

$$F_{(3)}=(47-12)/333+(47-6)/333=0,23 \text{ кН (0,023 тс).}$$

5. Расстояние от сжатого конца наклонного сечения, расположенного у опоры, до сжатого конца другого наклонного сечения, расположенного в пролете, где велико влияние опорной реакции на прочность шва, равно в пределах $l_{o,c}=L_1 \leq 4h+0,15L \leq L$.

$$l_{o,c}=2370 > 4 \cdot 400 + 0,15 \cdot 4400 = 2260 \text{ мм} < 4400 \text{ мм, принимается наименьшее } l_{o,c}=2260 \text{ мм.}$$

6. Расстояния от сжатых концов наклонных сечений до концов поверхности сдвига (l_1, l_2):

$$l_{1(i)}=c_{1(i)} \cdot h_{sh1}/h_{01},$$

$$l_{1(1)}=555 \cdot 170/370=255 \text{ мм, } l_{1(2)}=740 \cdot 170/370=340 \text{ мм, } l_{1(3)}=370 \cdot 170/370=170 \text{ мм,}$$

$$l_{2(i)}=c_{2(i)} \cdot h_{sh2}/h_{02},$$

$$l_{2(1)}=555 \cdot 230/370=345 \text{ мм, } l_{2(2)}=740 \cdot 230/370=460 \text{ мм, } l_{2(3)}=370 \cdot 230/370=230 \text{ мм.}$$

7. Длина поверхности сдвига,

$$l_{sh(i)}=l_{o,c}-l_{1(i)}-l_{2(i)} \geq 1,5h-l_1:$$

$$l_{sh(1)}=2260-255-345=1660 \text{ мм} > 1,5 \cdot 400-255=345,$$

$$l_{sh(2)}=2260-340-460=1460 \text{ мм} > 1,5 \cdot 400-340=260,$$

$$l_{sh(3)}=2260-170-230=1860 \text{ мм} > 1,5 \cdot 400-170=430, \text{ применяются наибольшие значения:}$$

$$l_{sh(1)}=1660 \text{ мм, } l_{sh(2)}=1460 \text{ мм, } l_{sh(3)}=1860 \text{ мм.}$$

8. Число шпонок и шпонок-перемычек $n_{(i)}=l_{sh}/s_{(i)}$:

$$n_{(1)}=1660/400=4,15 > 3, \text{ принимается наименьшее } - 3,$$

$$n_{(2)}=1460/400=3,65 > 3, \text{ принимается наименьшее } - 3,$$

$$n_{(3)}=1860/400=4,65 > 3, \text{ принимается наименьшее } - 3.$$

Ниже уровня перекрытия конструкция пояса внутренних и наружных стен идентичны. В связи с чем, для упрощения расчетов, шпонки в верхней части наружного пояса в расчетах не учитываются, в запас прочности.

9. Соппротивление шва сдвигу $R_{sh,n}=R_{sh,bn}$, за счет работы шпонок-перемычек на сжатие ($R_{sh,bn}$) или $R_{sh,n}=R_{sh,bt}$, за счет их работы на срез ($R_{sh,bt}$), принимая наименьшее:

$$R_{sh,bn(i)}=R_{sh,bn,1.3}=R_b A_b,1.3 n_{1.3}/b_{sh} l_{sh(i)}=11,5 \cdot 28000 \cdot 3/400 \cdot l_{sh(i)}=2415/l_{sh(i)},$$

$$R_{sh,bn(1)}=2415/1660=1,45 \text{ мПа (14,5 кгс/см}^2\text{),}$$

$$R_{sh,bn(2)}=2415/1460=1,65 \text{ мПа (16,5 кгс/см}^2\text{),}$$

$$R_{sh,bn(3)}=2415/1860=1,30 \text{ мПа (13,0 кгс/см}^2\text{);}$$

$$R_{sh,bt(i)}=R_{sh,bt,1.3}=2R_{bt} A_{bt,1.3} n_{1.3}/b_{sh} l_{sh(i)}=2 \cdot 0,9 \cdot 26800 \cdot 3/400 l_{sh(i)}=361,8/l_{sh(i)},$$

$$R_{sh,bt(1)}=361,8/1660=0,22 \text{ мПа (2,2 кгс/см}^2) < R_{sh,bn(1)}=1,45 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh,bt(2)}=361,8/1460=0,25 \text{ мПа (2,5 кгс/см}^2) < R_{sh,bn(2)}=1,65 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh,bt(3)}=361,8/1860=0,20 \text{ мПа (2,0 кгс/см}^2) < R_{sh,bn(3)}=1,3 \text{ мПа,}$$

принимаем наименьшие значения: $R_{sh,n(1)}=R_{sh,bt(1)}=0,22$ мПа, $R_{sh,n(2)}=R_{sh,bt(2)}=0,25$ мПа, $R_{sh,n(3)}=R_{sh,bt(3)}=0,20$ мПа.

10. Сопротивление шва сдвигу, за счет работы, пересекающей его, поперечной арматуры в виде хомутов (1.1) и в виде продольного армирования шпонок-перемычек (1.3)

$$R_{sh,s}=0,65\sqrt[3]{R_b^2 E_s \mu_{sw}} \leq 0,7 \mu_{sw} R_s,$$

коэффициент армирования контактного шва

$$\mu_{sw} = A_{sw} / (b_{sh} s),$$

для хомутов $\mu_{sw,1.1}=101/400 \cdot 100=0,002525$,

$$R_{sh,s,1.1}=0,65 \times \sqrt[3]{11,5^2 \times 210000} \times 0,002525 = 4,97 \text{ мПа} < 0,7 \times 0,002525 \times 225 = 0,398 \text{ мПа,}$$

принимается наименьшее $R_{sh,s,1.1}=0,398$ мПа (3,98 кгс/см²),

для шпонок-перемычек $\mu_{sw,1.3}=151/400 \cdot 400=0,00094$,

$$R_{sh,s,1.3}=0,65 \times \sqrt[3]{11,5^2 \times 200000} \times 0,00094 = 0,18 \text{ мПа} < 0,7 \times 0,00094 \times 355 = 0,234 \text{ мПа,}$$

принимается наименьшее $R_{sh,s,1.3}=0,18$ мПа (1,82 кгс/см²),

11. Сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез всей арматуры, пересекающей шов (поперечных хомутов и продольной в перемычках)

$$R_{sh,s}=R_{sh,s,1.1}+R_{sh,s,1.3}=0,398 + 0,18=0,58 \text{ мПа (41,6 кгс/см}^2).$$

12. Суммарное расчетное сопротивление контактного шва сдвигу

$$R_{sh(i)}=\gamma_{n1}R_{sh,n(i)}+\gamma_{n2}R_{sh,s(i)}, \text{ при } R_{sh,n(i)} \geq R_{sh,s} \quad \gamma_{n1}=1, \quad \gamma_{n2}=0,5, \text{ а при } R_{sh,n(i)} < R_{sh,s} \quad \gamma_{n1}=0,5,$$

$$\gamma_{n2}=1$$

$$R_{sh,n(1)}=0,22 < R_{sh,s}=0,58 \text{ мПа, принимается } \gamma_{n1}=0,5, \quad \gamma_{n2}=1,$$

$$R_{sh,n(2)}=0,25 < R_{sh,s}=0,58 \text{ мПа, принимается } \gamma_{n1}=0,5, \quad \gamma_{n2}=1,$$

$$R_{sh,n(3)}=0,20 < R_{sh,s}=0,58 \text{ мПа, принимается } \gamma_{n1}=0,5, \quad \gamma_{n2}=1.$$

Откуда

$$R_{sh(1)}=0,5 \cdot 0,22 + 1 \cdot 0,58=0,69 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh(2)}=0,5 \cdot 0,25 + 1 \cdot 0,58=0,71 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh(3)}=0,5 \cdot 0,20 + 1 \cdot 0,58=0,68 \text{ мПа.}$$

13. Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом

$$F_{sh(i)}=R_{sh(i)}A_{sh(i)}=R_{sh(i)}b_{sh}l_{sh(i)} > F_{(i)}.$$

$$F_{sh(1)}=0,69 \cdot 400 \cdot 1660=458160 \text{ Н} \approx 458 \text{ кН (45,8 тс)} > F_{(1)}=0,16 \text{ кН,}$$

$$F_{sh(2)} = 0,71 \cdot 400 \cdot 1460 = 414640 \text{ Н} \approx 415 \text{ кН (41,5 тс)} > F_{(2)} = 0,07 \text{ кН},$$

$$F_{sh(3)} = 0,68 \cdot 400 \cdot 1860 = 505920 \text{ Н} \approx 506 \text{ кН (50,6 тс)} > F_{(3)} = 0,23 \text{ кН}.$$

Прочность контактного шва с учетом его армирования достаточна!

Соотношение прочности шва к сдвигающей силе $K_{(i)} = F_{sh(i)} / F_{(i)}$.

$$K_{(1)} = 2800 / 0,12 = 23 \cdot 10^3, K_{(2)} = 2500 / 0,03 = 83 \cdot 10^3, K_{(3)} = 3200 / 0,19 = 17 \cdot 10^3.$$

14. Полная сдвигающая сила F_b в шве без вычета изгибающего момента, воспринимаемого поперечною арматурой, то есть, принимая $M_{sw} = 0$, формула [6, ф. (71)] примет вид:

$$F = (M_1 - 0) / z_1 + (M_2 - 0) / z_2, \text{ или } F = F_b = M_1 / z_1 + M_2 / z_2, \text{ откуда}$$

$$F_b = 47 / 0,33 + 47 / 0,33 = 285 \text{ кН (28,5 тс)}.$$

Наименьший коэффициент запаса прочности $K = F_{sh} / F_b = 415 / 285 = 1,5$.

15. Анализ влияния на прочность контактного шва выбранных наклонных сечений.

Наименьшая несущая способность составляет $F_{sh(2)} = 415 \text{ кН (41,5 тс)}$, которая проявляется при наибольшей проекции на продольную ось элемента (пояса), равной $C = 2h_0$. Также в СП 63.13330.2012 [7, п. 8.1.35] допускается принимать длину проекции C наклонного сечения на продольную ось элемента равной $2h_0$. Следовательно допускается применять только одно значение $C = 2h_0$, вместо нескольких (см. п. 2), что значительно упрощает расчеты с запасом прочности.

П1.2.6. Расчет прочности контактного шва СбМт пояса аналога (Рш-2), предусмотренного нормами.

Дано. Конструкция СбМт пояса аналога (прототипа, НСМ F.03.02-2005, рис. 8) представлена на рис. 1.7, 1.8 диссертации [1]. Его поперечное сечение идентично предлагаемого пояса (рис. 2.12) диссертации [1]. Исключением в аналоге является отсутствие каких-либо шпонок и выпусков арматуры в монолитный бетон (рис. 1.7) диссертации [1]. А перемычки между ветвьбалками расположены только в торцах сборных блоков, в местах опирания на простенки. В пролете над оконными проемами в зоне расслоения l_{sh} контактного шва (см. l_{sg} [1, рис. 1.29]) перемычки (как и другие связующие элементы) отсутствуют и кроме того контактная поверхность гладкая, неармированная [1, рис. 1.7], что недопустимо при повторяющихся, сейсмических нагрузках [6].

Расчет прочности контактного шва СбМт пояса аналога. Наименьшее суммарное сопротивление шва сдвигу по формуле $R_{sh} = R_{sh, br} + R_{sh, s} + R_{sh, b}$.

Сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных бетонных шпонок ($R_{sh, bt}$) определяется по формуле (П1.15). Так как в аналоге, на участке расслоения l_{sh} шпонки отсутствуют, то $R_{sh, bt}=0$.

Сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечной арматуры, выпущенной из ветвь-балок в монолитный бетон пояса, определяется по формуле:

$$R_{sh, s}=0,65\sqrt[3]{R_b^2 E_s \mu_{sw}} \leq 0,7 \mu_{sw} R_s.$$

Так как поперечное армирование из сборного элемента в монолитный бетон отсутствует, то $\mu_{sw}=0$ и $R_{sh, s}=0$.

Напряжение обжатия контактного шва у промежуточных опор неразрезных балок $\sigma_{bm}=0$. Тогда расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{sh, bc}=0,65 \sigma_{bm}=0$.

Следовательно, наименьшее суммарное сопротивление шва сдвигу $R_{sh}=0+0+0=0$. Тогда предельное сдвигающее усилие в контактном шве по формуле (4.30) диссертации [1] $F_{sh}=R_{sh} \times A_{sh}=0$.

В итоге, так как сопротивление шва сдвигу $F_{sh}=0$ и предельное сдвигающее усилие в контактном шве $R_{sh}=0$, то совместность между сборным элементом и монолитным бетоном не обеспечивается (*что неэффективно*). Их контактная поверхность плоская гладкая и неармированная, применение таких *СбМт* поясов полным сечением, при действии многократно-повторяющейся сейсмической нагрузке недопускается [6, п. 2.30, примеч.].

П1.2.7. Расчет прочности технологического контактного шва монолитного (эталонного) пояса (Рш-3).

Дано. Конструкция рассматриваемого монолитного пояса представлена на *рис. П1.3, Пн и Пв* и *рис. 4.12*, поз.1 диссертации [1]. Сечение пояса $b_{sh} \times h=400 \times 400$ мм. Исходные данные приняты из расчета здания, аналогично сопоставляемого *СбМт* варианта (см. *РШ-1*). Поперечная арматура с шагом $s=100$ мм, из 2Ø8 кл. АІ, в одном поперечном сечении пояса, площадью сечения $A_{sw}=101$ мм² с расчетным сопротивлением $R_s=225$ мПа (2300 кгс/см²), $R_{sw}=175$ мПа (1800 кгс/см²). Контактно-технологический шов расположен в уровне растворного шва под плитами перекрытий. Контактный шов плоский, его поверхность шероховатая с выступами и впадинами не менее 10 мм. Ширина срезаемого шва пояса наружных стен *Пн*, $b_{sh}=400-130=270$ мм, а внутренних *Пв*, $b_{sh}=400-2 \times 130=140$ мм. Длина поверхности сдвига $l_{sh}=1460$ мм.

Расчет. Расчетное сопротивление шва срезу за счет работы поперечной арматуры пояса принимается по формуле [6, ф.(78)]:

$$R_{sh, s}=0,65\sqrt[3]{R_b^2 E_s \mu_{sw}} \leq 0,7 \mu_{sw} R_s,$$

Коэффициент армирования

$$\mu_{sw} = A_{sw} / b_{sh} s = 101 / 400 \times 100 = 0,002525.$$

$R_{sh,s} = 0,65^3 \sqrt{11,5^2 \times 210000} \times 0,002525 = 0,497$ МПа (5 кгс/см²), что не меньше $0,7 \mu_{sw} R_s = 0,7 \times 0,00253 \times 225 = 0,4$ МПа (4 кгс/см²). Принимаем наименьшее $R_{sh,s} = 0,4$ МПа (4 кгс/см²).

Сопротивление шва сдвигу $R_{sh,b}$ за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона определяется по формуле [6, п. 2.30, ф. (76)]:

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3} R_{bt} (1 + \gamma_{b4} \sigma_{bm} / R_{bt})$$

где R_{bt} - расчетное сопротивление монолитного бетона растяжению. Для бетона кл. С20 $R_{bt} = 0,9$ МПа (9 кгс/см²); γ_{b1} - коэффициент, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки, его значения для плоского шероховатого, армированного поперечной арматурой контакта принимают равными: при коэффициенте асимметрии цикла нагружения $\rho = 0,3$ $\gamma_{b1} = 0,65$; γ_{b2} - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки $\gamma_{b2} = 0,75$; γ_{b3} - коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва на сцепление бетона, принимаемый по [6, табл.1], где $\gamma_{b3} = 0,7$; γ_{b4} - коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва при его обжатии, принимаемый по [6, табл.1]; $\sigma_{b,m}$ - среднее значение напряжения обжатия контактного шва, определяемое по формуле [6, ф. (77)]. У промежуточных опор неразрезных балок $\sigma_{b,m} = 0$. Тогда:

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3} R_{bt}$$

Откуда у промежуточной опоры при сейсмическом воздействии

$$R_{sh,b} = 0,65 \times 0,75 \times 0,7 \times 0,9 = 0,31 \text{ МПа (3 кгс/см}^2\text{)}.$$

В общем случае среднее суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва определяется по формуле [6, п. 2.30, ф. (74)]:

$$R_{sh} = R_{sh,bn} + R_{sh,s} + R_{sh,b},$$

где $R_{sh,bn}$ - сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных шпонок.

Так как шпонки отсутствуют то $R_{sh,bn} = 0$ и $R_{sh} = R_{sh,s} + R_{sh,b}$

Тогда сопротивление шва сдвигу $R_{sh} = 0,4 + 0,31 = 0,71$ МПа (7 кгс/см²).

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактными швами пояса $F_{sh(i)} = R_{sh(i)} A_{sh(i)} = R_{sh(i)} b_{sh} l_{sh(i)}$:

- внутренних стен $Пв$,

$$F_{sh} = 0,71 \times 140 \times 1460 = 145000 \text{ Н} = 145 \text{ кН} \text{ (14,5 тс)} < F_b = 285 \text{ кН.}$$

Коэффициент запаса прочности $K = F_{sh}/F_b = 145/285 = 0,51$;

- наружных стен $Пн$,

$$F_{sh} = 0,71 \times 270 \times 1460 = 280000 \text{ Н} = 280 \text{ кН} \text{ (28 тс)} < F_b = 285 \text{ кН.}$$

Коэффициент запаса прочности $K = F_{sh}/F_b = 280/285 = 0,98 \approx 1$.

П1.2.8. Расчет прочности контактного шва испытанного образца предложенного СбМт пояса (Pш-4).

Исходные данные. Конструкция образца СбМт пояса представляет собой однопролетную балку, на двух опорах (рис. 2.16 и 2.18) диссертации [1]. Расчетный пролет $L=3$ м. Точка приложения нагрузки $L_1=L/4=0,75$ м. Расчетная схема контактного шва представлена на рис. П.1.4 и 4.10, 4.11 диссертации [1].

Размеры поперечного сечения: $h=400$ мм, $b=350$ мм, $a=30$ мм, $h_0=370$ мм, $h_{1,1}=170$ мм, $h_{1,3}=110$ мм, $b_{1,3b}=40$ мм (рис. П1.2).

Поверхность контактного шва гладкая. СбМт пояс содержит:

- поперечное армирование и выпуски поперечной арматуры (хомутов): для образцов серии А и Б с шагом $s=150$ мм, а для серии В выпуски - $s=200$ мм, а поперечное армирование ветвь-балок - $s=100$ мм из арматуры кл. АІ, $2\text{Ø}5,5$ мм, в одном поперечном сечении, площадью $A_{sw}=2 \times 25 = 50 \text{ мм}^2$ ($0,5 \text{ см}^2$), $R_s=R_{sm}=409 \text{ МПа}$ (4090 кгс/см^2) и модулем упругости $E_s=2,1 \times 10^5 \text{ МПа}$;

- в нижней части пояса расположены сквозные ж.б. шпонки-перемычки (1.3) сечением $b_{1,3} \times h_{1,3} = 140 \times 110$ мм, шагом $s_{1,3}=400$ мм, соединяющие низкую ветвьбалку (1.1) с высокой (1.2), в наружных поясах и низкие (1.1), между собой, во внутренних поясах;

- в верхней части пояса над шпонками-перемычками (1.3) в высокой ветвь-балке (1.2) шпонки глубиной $h_{n,cp}=10$ мм, высотой $l_n=200$ мм, длиной $b_{n,cp}=200$ мм.

Продольная, работающая на срез арматура перемычек (1.3) - $3\text{Ø}8\text{АІІІ}$, $A_s=151 \text{ мм}^2$ ($1,51 \text{ см}^2$), $R_s=R_{sm}=540 \text{ МПа}$ (5400 кгс/см^2), $R_{sw}=285 \text{ МПа}$ (2850 кгс/см^2), $E_s=2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Динамика трещинообразования представлена на рис. 2.19 и 2.25 диссертации [1]. Перерезывающие силы (Q) и изгибающие моменты (M) от экспериментальной нагрузки испытанных балок и прочность их бетона представлены в табл. П1.2.

Таблица П1.2. Перерезывающая сила, изгибающий момент от экспериментальной нагрузки испытанных балок и прочность их бетона.

Серия балки	Шифр балки	Расчетная предельно теоретическая (гарантированная) прочность бетона при сжатии элемента, $R_{вт}$, МПа:		Экспериментальное значение нагрузки, $N_{э}$, кН:		Перерезывающая сила, кН $Q=P=$ $=N_{эu}/2$, при исчерпывающей (разрушающей) нагрузке / при появлении наклонной трещины, $N_{э2}$	Точка приложения нагрузки L_1 $=L/4$, м	Изгибающий момент от экспериментальной нагрузки, кНм		Сдвиг шва		
		сборного (1)	монолитного (2)	при появлении трещины первой $N_{э1}$ / наклонной, $N_{э2}$	при исчерпании несущей способности, $N_{эu}$			при образцовании наклонной трещины, $\frac{M_{sw,э}}{M_{sw,m}}$	при исчерпывающей (разрушающей) нагрузке, $\frac{M_{u,э}}{M_m}$ ($P \times L_1$)	Сила от внешней нагрузки, F , кН	Воспринимаемое усилие, F_{sh} , кН	Соотношение, F_{sh}/F
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
<i>1. Полным сечением СбМт балок</i>												
А	А-1	$\frac{22,6}{2,71}$	$\frac{14,9}{1,79}$	$\frac{95,60}{129,0}$	234,50	$\frac{117,25}{64,50}$	0,75	$\frac{48,38}{37,00}$	$\frac{87,94}{48,38}$	266	175	0,66
	А-2	$\frac{16,2}{1,94}$	$\frac{15,1}{1,81}$	$\frac{63,70}{96,30}$	175,20	$\frac{75,60}{48,15}$	0,75	$\frac{36,11}{37,00}$	$\frac{56,70}{36,11}$	172	134	0,78
Б	Б-1	$\frac{23,2}{2,78}$	$\frac{15,6}{1,87}$	$\frac{48,00}{90,00}$	156,20	$\frac{78,10}{45,00}$	0,75	$\frac{33,75}{37,00}$	$\frac{58,58}{33,75}$	178	180	1,01
	Б-2	$\frac{16,8}{2,01}$	$\frac{16,20}{1,94}$	$\frac{31,80}{93,75}$	159,30	$\frac{79,65}{46,88}$	0,75	$\frac{35,15}{37,00}$	$\frac{59,74}{35,16}$	181	149	0,82
В	В	$\frac{24,3}{2,91}$	$\frac{21,2}{2,54}$	$\frac{62,50}{219,0}$	344,00	$\frac{172,00}{109,50}$	0,75	$\frac{82,12}{55,00}$	$\frac{129,00}{96,75}$	-	186*	-
	Ву	$\frac{17,2}{2,06}$	$\frac{21,2}{2,54}$	$\frac{62,50}{219,0}$	415,00	$\frac{207,50}{109,50}$	0,75	$\frac{82,12}{55,00}$	$\frac{155,63}{116,72}$	-	140*	-

*) – усилия в образцах В и Ву вычислены без учета наружной ветвьбалки со шпонками, увеличивающей прочность шва.

Выполнение расчета прочности контактного шва $R_{ш-3}$ испытанных СбМт балок серий А, Б, В (рис. П1.4).

Исходные данные см. расчет $R_{ш-1}$ (п. 1.2.5)

1. Определяются параметры: $h_{sh, Б} = h_{1,1} = 170$ мм, $h_{sh, А} = h_{sh, В} = h - h_{1,1} = 400 - 170 = 230$ мм, $h_0 = h_0, А = h_0, Б = h_0, В = h - a = 400 - 30 = 370$ мм, $l_{on} = 200$ мм.

2. Рассматривается выбранное наклонное сечение с проекцией на продольную ось элемента (пояса), по условиям (4.32, б) диссертации [1]:

$$C_1 = 2h_0 = 2 \times 370 = 740 \text{ мм.}$$

3. Момент M_{sw} , воспринимаемый поперечной арматурой, расположенный у растянутой грани элемента равен $M_{sw,j(i)}=0,5q_{sw,j}C_{j(i)}^2$, где $q_{sw,j}=\kappa(R_{sw}A_{sw,j}/s_j)$, κ -коэффициент приведения к вертикали, расположенных под углом $\alpha=10^\circ 18'$, равный

$$\kappa=\cos \alpha=0,98.$$

$$q_{sw,A,B}=0,98(409 \cdot 50 / 150=134 \text{ Н/мм (134 кгс/см)},$$

$$M_{sw,A,B}=0,5 \cdot 134 \cdot 740^2=37 \cdot 10^6 \text{ Н мм}=37 \text{ кНм (3,7 тсм)}.$$

$$q_{sw,B}=0,98(409 \cdot 50 / 100=200 \text{ Н/мм (200 кгс/см)},$$

$$M_{sw,A,B}=0,5 \cdot 200 \cdot 740^2=55 \cdot 10^6 \text{ Н мм}=55 \text{ кНм (5,5 тсм)}.$$

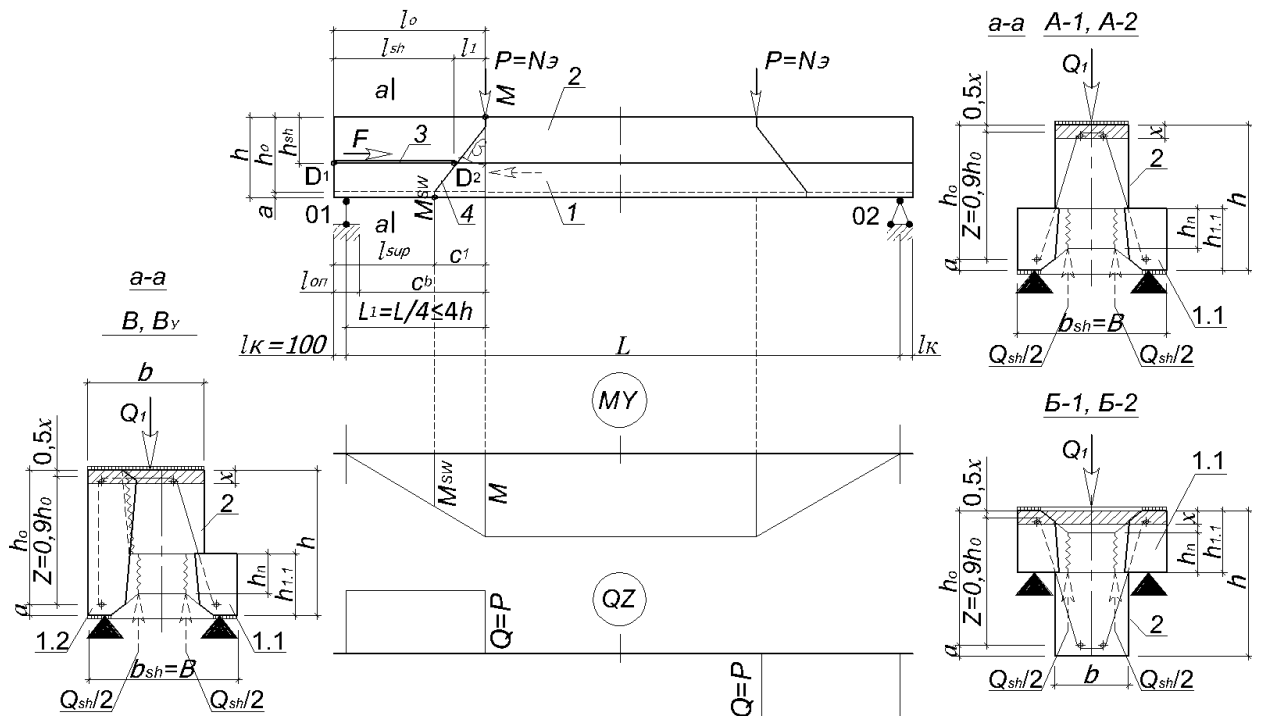


Рис. П.1.4. Расчетная схема длины l_{sh} сдвиговых участков контакта у крайних опор АС поясов (ограничивающихся опорными наклонными трещинами в тех местах, в которых момент внешних сил M превышает или равен моменту M_{sw} образования этих трещин, воспринимаемого хомутами): 1-сборный элемент; 2-монолитный бетон; 3-контактный шов; 4-наклонное сечение. (По результатам испытаний $M_{sw} < M$ – сдвиг присутствует, $l_{sh} > 0$).

4. Внешняя сдвигающая сила в шве от приложенной нагрузки в зависимости от величины наклонного сечения (трещины), равна

$$F=(M-M_{sw})/z=(M_m-M_{sw,m})/z, \text{ где: } z=0,9h_0.$$

$$z=0,9 \cdot 370=333 \text{ мм}.$$

$$F_{(A1)}=(87,94-37)/333=0,15 \text{ кН (0,015 тс)}, F_{(A2)}=(56,70-37)/333=0,06 \text{ кН (0,006 тс)},$$

$$F_{(B1)}=(58,58-37)/333=0,06 \text{ кН (0,006 тс)}, F_{(B2)}=(59,74-37)/333=0,07 \text{ кН (0,007 тс)},$$

$$F_{(B)}=(129-55)/333=0,22 \text{ кН (0,022 тс)}, F_{(By)}=(155,63-55)/333=0,30 \text{ кН (0,033 тс)},$$

5. Расстояние от сжатого конца наклонного сечения, расположенного у опоры, до сжатого конца другого наклонного сечения, расположенного в пролете, где велико влияние опорной реакции на прочность шва, равно в пределах $l_o=L_1+l_{\kappa}\leq 4h-l_{on}$.

$$l_o=750+100=850 < 4\cdot 400-200=1400 \text{ мм, принимается наименьшее } l_o=850 \text{ мм.}$$

6. Расстояние от сжатого конца наклонного сечения до конца поверхности сдвига

$$l_{1(i)}=ch_{sh(i)}/h_o:$$

$$l_{1(A)}=740\cdot 230/370=460 \text{ мм, } l_{1(B)}=740\cdot 170/370=340 \text{ мм, } l_{1(B)}=740\cdot 230/370=460 \text{ мм.}$$

7. Длина поверхности сдвига,

$$l_{sh(i)}=l_o-l_{1(i)}\leq 4h+l_{on}-l_{1(i)}:$$

$$l_{sh(A)}=850-460=390 \text{ мм} < 4\cdot 400+200-460=1340 \text{ мм,}$$

$$l_{sh(B)}=850-340=510 \text{ мм} < 4\cdot 400+200-340=1460 \text{ мм,}$$

$$l_{sh(B)}=850-460=390 \text{ мм} < 4\cdot 400+200-460=1340 \text{ мм.}$$

принимаются наименьшие значения: $l_{sh(A)}=390 \text{ мм, } l_{sh(B)}=510 \text{ мм, } l_{sh(B)}=390 \text{ мм.}$

8. Число шпонок и шпонок-перемычек $n_{(i)}=l_{sh}/s_{(i)}:$

$n_{(A)}=390/400\approx 1 < 3$, принимается наименьшее – 1, $n_{(B)}=510/400=1,3 < 3$, принимается наименьшее – 1, $n_{(B)}=390/400\approx 1 < 3$, принимается наименьшее – 1.

Ниже уровня перекрытия конструкция пояса внутренних и наружных стен идентичны. В связи с чем, для унификации шпонки в верхней части наружного пояса допускается не учитывать, в запас прочности.

9. Соппротивление шва сдвигу $R_{sh,n}=R_{sh,bn}$, за счет работы шпонок-перемычек на сжатие ($R_{sh,bn}$) или $R_{sh,n}=R_{sh,bt}$, за счет их работы на срез $R_{sh,bt}$, принимая наименьшее:

$$R_{sh,bn(i)}=R_{sh,bn,1.3}=R_{b,1}A_{b,1.3}n_{1.3}/b_{sh}l_{sh(i)}=R_{b,1}\cdot 28000\cdot 1/400\cdot l_{sh(i)}=70R_{b,1}/l_{sh(i)},$$

где $R_{b,1}$ см. т. III.2:

$$R_{sh,bn(A1)}=70\cdot 22,6/390=4,06 \text{ мПа (40,6 кгс/см}^2\text{)}, R_{sh,bn(A2)}=70\cdot 16,2/390=2,9 \text{ мПа (29 кгс/см}^2\text{)},$$

$$R_{sh,bn(B1)}=70\cdot 23,2/510=3,2 \text{ мПа (32 кгс/см}^2\text{)}, R_{sh,bn(B2)}=70\cdot 16,8/510=2,3 \text{ мПа (23 кгс/см}^2\text{)},$$

$$R_{sh,bn(B)}=70\cdot 24,3/390=4,4 \text{ мПа (44 кгс/см}^2\text{)}, R_{sh,bn(By)}=70\cdot 17,2/390=3,1 \text{ мПа (31 кгс/см}^2\text{)}.$$

$$R_{sh,bt(i)}=R_{sh,bt,1.3}=2R_{bt,1(i)}A_{bt,1.3}n_{1.3}/b_{sh}l_{sh(i)}=2R_{bt,1(i)}\cdot 26800\cdot 1/400l_{sh(i)}=134R_{bt,1(i)}/l_{sh(i)},$$

где $R_{bt,1(i)}$ см. т. III.2:

$$R_{sh,bt(A1)}=134\cdot 2,71/390=0,93 \text{ мПа (9,3 кгс/см}^2\text{)} < R_{sh,bn(A1)}=4,06 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh,bt(A2)}=134\cdot 1,94/390=0,67 \text{ мПа (6,7 кгс/см}^2\text{)} < R_{sh,bn(A2)}=2,9 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh,bt(B1)}=134\cdot 2,78/510=0,73 \text{ мПа (7,3 кгс/см}^2\text{)} < R_{sh,bn(B1)}=3,2 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh,bt(B2)}=134\cdot 2,01/510=0,53 \text{ мПа (5,3 кгс/см}^2\text{)} < R_{sh,bn(B2)}=2,3 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh,bt(B)}=134\cdot 2,91/390=1,00 \text{ мПа (10,0 кгс/см}^2\text{)} < R_{sh,bn(B)}=4,4 \text{ мПа,}$$

$$R_{sh,bt(By)}=134\cdot 2,06/390=0,71 \text{ мПа (7,1 кгс/см}^2\text{)} < R_{sh,bn(By)}=3,1 \text{ мПа,}$$

принимаем наименьшие значения: $R_{sh,n(A1)}=R_{sh,bt(A1)}=0,93$ мПа, $R_{sh,n(A2)}=R_{sh,bt(A2)}=0,67$ мПа, $R_{sh,n(B1)}=R_{sh,bt(B1)}=0,73$ мПа, $R_{sh,n(B2)}=0,53$ мПа, $R_{sh,n(B)}=R_{sh,bt(B)}=1,00$ мПа, $R_{sh,n(By)}=R_{sh,bt(By)}=0,71$ мПа.

10. Сопротивление шва сдвигу, за счет работы, пересекающей его, поперечной арматуры в виде хомутов (1.1) и в виде продольного армирования шпонок-перемычек (1.3)

$$R_{sh,s}=0,65\sqrt[3]{R_b^2 E_s \mu_{sw}} \leq 0,7 \mu_{sw} R_s,$$

коэффициент армирования контактного шва

$$\mu_{sw} = A_{sw} / (b_{sh} s),$$

для хомутов, пересекающих шов: $\mu_{sw,1.1(A,B)}=50/400 \cdot 150=0,00083$,

$$R_{sh,s1.1(A,B)}=0,65\sqrt[3]{R_b^2 210000 0,00083} = n, \text{ мПа} \leq 0,7 \times 0,00083 \times 409 = 0,24 \text{ мПа},$$

$$R_{sh,s1.1(A1)}=0,65 \times \sqrt[3]{14,9^2 \times 210000} \times 0,00083 = 0,194 \text{ мПа} < 0,24 \text{ мПа},$$

$$R_{sh,s1.1(A2)}=0,65 \times \sqrt[3]{15,1^2 \times 210000} \times 0,00083 = 0,197 \text{ мПа} < 0,24 \text{ мПа},$$

$$R_{sh,s1.1(B1)}=0,65 \times \sqrt[3]{15,6^2 \times 210000} \times 0,00083 = 0,200 \text{ мПа} < 0,24 \text{ мПа},$$

$$R_{sh,s1.1(B2)}=0,65 \times \sqrt[3]{16,2^2 \times 210000} \times 0,00083 = 0,205 \text{ мПа} < 0,24 \text{ мПа},$$

принимается наименьшее $R_{sh,s1.1(A1)}=0,194$ мПа (1,94 кгс/см²), $R_{sh,s1.1(A2)}=0,197$ мПа (1,97 кгс/см²), $R_{sh,s1.1(B1)}=0,200$ мПа (2,00 кгс/см²), $R_{sh,s1.1(B2)}=0,205$ мПа (2,05 кгс/см²);

$$\mu_{sw,1.1(B)}=50/400 \cdot 200=0,00063,$$

$R_{sh,s1.1(B,By)}=0,65 \times \sqrt[3]{21,2^2 \times 210000} \times 0,00063 = 0,186$ мПа $< 0,7 \times 0,00063 \times 409 = 0,18$ мПа, принимается наименьшее $R_{sh,s1.1(B,By)}=0,181$ мПа (1,81 кгс/см²)

для шпонок-перемычек: $\mu_{sw,1.3}=151/400 \cdot 400=0,00094$,

$R_{sh,s,1.3}=0,65 \times \sqrt[3]{11,5^2 \times 200000} \times 0,00094 = 0,182$ мПа $< 0,7 \times 0,00094 \times 540 = 0,36$ мПа, принимается наименьшее $R_{sh,s,1.3}=0,182$ мПа (1,82 кгс/см²),

11. Сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез всей арматуры, пересекающей шов (поперечных хомутов и продольной в перемычках)

$$R_{sh,s(i)}=R_{sh,s,1.1(i)}+R_{sh,s,1.3(i)}=R_{sh,s,1.1(i)}+0,18:$$

$$R_{sh,s(A1)}=0,194+0,182=0,386 \text{ мПа} (3,86 \text{ кгс/см}^2), R_{sh,s(A2)}=0,197+0,182=0,38 \text{ мПа} (3,8 \text{ кгс/см}^2),$$

$$R_{sh,s(B1)}=0,200+0,182=0,38 \text{ мПа} (3,8 \text{ кгс/см}^2), R_{sh,s(B2)}=0,205+0,182=0,39 \text{ мПа} (3,9 \text{ кгс/см}^2),$$

$$R_{sh,s(B,By)}=0,186+0,182=0,37 \text{ мПа} (3,7 \text{ кгс/см}^2).$$

12. Суммарное расчетное сопротивление контактного шва сдвигу

$$R_{sh(i)}=\gamma_{n1}R_{sh,n(i)}+\gamma_{n2}R_{sh,s(i)}, \text{ при } R_{sh,n(i)} \geq R_{sh,s} \quad \gamma_{n1}=1, \gamma_{n2}=0,5, \text{ а при } R_{sh,n(i)} < R_{sh,s} \quad \gamma_{n1}=0,5,$$

$$\gamma_{n2}=1:$$

$R_{sh, n(A1)}=0,93 > R_{sh, s(A1)}=0,38$ мПа, принимается $\gamma_{n1}=1, \gamma_{n2}=0,5$,

$R_{sh, n(A2)}=0,67 > R_{sh, s(A2)}=0,38$ мПа, принимается $\gamma_{n1}=1, \gamma_{n2}=0,5$,

$R_{sh, n(B1)}=0,73 > R_{sh, s(B1)}=0,38$ мПа, принимается $\gamma_{n1}=1, \gamma_{n2}=0,5$,

$R_{sh, n(B2)}=0,53 > R_{sh, s(B2)}=0,39$ мПа, принимается $\gamma_{n1}=1, \gamma_{n2}=0,5$,

$R_{sh, n(B)}=1,00 > R_{sh, s(B)}=0,37$ мПа, принимается $\gamma_{n1}=1, \gamma_{n2}=0,5$,

$R_{sh, n(By)}=0,71 > R_{sh, s(By)}=0,37$ мПа, принимается $\gamma_{n1}=1, \gamma_{n2}=0,5$.

Откуда

$R_{sh(A1)}=1 \cdot 0,93 + 0,5 \cdot 0,38 = 1,12$ мПа, $R_{sh(A2)}=1 \cdot 0,67 + 0,5 \cdot 0,38 = 0,86$ мПа,

$R_{sh(B1)}=1 \cdot 0,69 + 0,5 \cdot 0,38 = 0,88$ мПа, $R_{sh(B2)}=1 \cdot 0,53 + 0,5 \cdot 0,39 = 0,73$ мПа,

$R_{sh(B)}=1 \cdot 1,00 + 0,5 \cdot 0,37 = 1,19$ мПа, $R_{sh(By)}=1 \cdot 0,71 + 0,5 \cdot 0,37 = 0,90$ мПа.

13. Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом

$F_{sh(i)} = R_{sh(i)} A_{sh(i)} = R_{sh(i)} b_{sh} l_{sh(i)} > F_{(i)}$.

$F_{sh(A1)} = 1,12 \cdot 400 \cdot 390 = 175720$ Н ≈ 175 кН (17,5 тс) $> F_{(A1)} = 0,15$ кН,

$F_{sh(A2)} = 0,86 \cdot 400 \cdot 390 = 134160$ Н ≈ 134 кН (13,4 тс) $> F_{(A2)} = 0,06$ кН,

$F_{sh(B1)} = 0,88 \cdot 400 \cdot 510 = 179520$ Н ≈ 180 кН (18,0 тс) $> F_{(B1)} = 0,06$ кН,

$F_{sh(B2)} = 0,73 \cdot 400 \cdot 510 = 148920$ Н ≈ 149 кН (14,9 тс) $> F_{(B2)} = 0,07$ кН,

$F_{sh(B)} = 1,19 \cdot 400 \cdot 390 = 185640$ Н ≈ 186 кН (18,6 тс) $> F_{(B)} = 0,22$ кН,

$F_{sh(By)} = 0,90 \cdot 400 \cdot 390 = 140400$ Н ≈ 140 кН (14,0 тс) $> F_{(By)} = 0,30$ кН.

Прочность контактного шва с учетом его армирования достаточна!

Соотношение прочности шва к сдвигающей силе $K_{(i)} = F_{sh(i)} / F_{(i)}$.

$K_{(A1)} = 161 / 0,14 = 1,2 \cdot 10^3$, $K_{(A2)} = 122 / 0,06 = 2,0 \cdot 10^3$, $K_{(B1)} = 169 / 0,06 = 2,8 \cdot 10^3$,

$K_{(B2)} = 131 / 0,07 = 1,9 \cdot 10^3$, $K_{(B)} = 170 / 0,22 = 0,8 \cdot 10^3$, $K_{(By)} = 126 / 0,30 = 0,4 \cdot 10^3$.

14. Полная сдвигающая сила F_b в шве, без вычета изгибающего момента, воспринимаемого поперечной арматурой, то есть, принимая $M_{sw}=0$, формула [122, ϕ . (67)] примет вид:

$F = (M - 0) / z$, или $F = F_b = M / z$, откуда:

$F_{b(A1)} = 87,04 / 0,33 = 266$ кН (26,6 тс), $F_{b(A2)} = 56,7 / 0,33 = 173$ кН (17,2 тс),

$F_{b(B1)} = 58,58 / 0,33 = 178$ кН (17,8 тс), $F_{b(B2)} = 59,74 / 0,33 = 181$ кН (18,1 тс),

$F_{b(B)} = 129 / 0,33 = 391$ кН (26,6 тс), $F_{b(By)} = 155 / 0,33 = 470$ кН (26,6 тс).

Коэффициент запаса прочности $K = F_{sh} / F_b$:

$K_{(A1)} = 175 / 266 = 0,66$, $K_{(A2)} = 134 / 172 = 0,78$, $K_{(B1)} = 180 / 178 = 1,01$, $K_{(B2)} = 149 / 181 = 0,83$,

$K_{(B)} = 186 / 391 = 0,48$, $K_{(By)} = 140 / 470 = 0,30$.

Коэффициенты $K_{(B)}$ и $K_{(By)}$ занижены, что объясняется завышенным значением сдвигающей силы $F_{b(B)}$ и $F_{b(By)}$, вызванной недоучетом расчетного сопротивления контактного шва сдвигу за счет фактической работы продольного ребра в виде высокой ветвь-балки и ее шпонок. Данные показатели в дальнейшем анализе не учитываются.

БИБЛИОГРАФИЯ.

1. *Думитрюк А.В.* Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий и методики их расчета с учетом действия сейсмических сил. Диссертация д.т.н. Кишинэу: УТМ, 2019. 164 с. (без учёта приложений)
2. Рекомендации по расчету ригелей связевого каркаса с учетом совместной работы со сборным настилом / *А.С. Семченков, инж. Е.В. Соколовская* (ЦНИИП реконструкции городов), д.т.н. *В. А. Клевцов*, д.т.н. *Ю. П. Гуца*, д.т.н. *А. С. Залесов* (НИИЖБ Госстроя СССР), к.т.н. *А. Ф. Кutowой* (Иваневский ИСИ), к.т.н. *Ю. Н. Семко* (КиевЗНИИЭП)/ Москва: ЦНИИП РГ, 1989. 22 с. <http://www.stroyplan.ru/docs.php?showitem=53679>
3. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1985. 79 с.
4. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений. АСиА ЦНИИСК, АН Грузинской ССР. Москва: Гос. издат. л-ры по стр-ву, арх-ре и строит. материалам, 1962. 128 с.
5. NCM F.02.02 - 2006. Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. Chișinău: 2006. 208 p.
6. Справочное пособие к СНиП 2.03.01-84. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Госстрой СССР. Москва: Стройиздат, 1984. 60 с.
7. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Москва: Изд. ООО «Аналитик», 1986. 156 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ №2.

Результаты расчетов МКЭ 5-ти этажных каменных зданий тип I и тип II.

Т а б л и ц а П2.1. Результаты 3D расчетов МКЭ серии Rt1 на базе 5-ми этажного каменного здания типа I с изучением усилий в поясах и влияния на них деформирования кладки подоконных частей, опорных зон простенков, а также усиления особо узкого простенка и 5-го этажа, обрушения слабого простенка первого этажа в стене по оси А и жесткой или упругой заделки в основании при сейсмичности 8 баллов (см. главу 4 диссертации [1]).

N п п	Характеристики	Варианты расчета							
		Rt1.0 (зо) бПЧ $E_{40\%нч}$ =0 1-3эт.	Rt1.1 (зо) сПЧ $E_{нч} =$ const. зр4:зр3	Rt1.1 yo сПЧ $E_{нч} =$ const. зр5:зр4	Rt1.2 yo сПЧl ₀ $E_{уч. нч}$ l ₀₂ =0 зр6:зр5	Rt1.3 yo сПЧ E0.5 1-2эт зр7:зр5	Rt1.4 yo сПЧ $E_{18\%он.ч}$ =0 1-2эт зр8:зр5	Rt1.5 yo сПЧ E=cons +yc зр9:зр5	Rt1.6 yo сПЧ $E_{9\%нр1эм}$ =0+yc зр10:зр5
1	2	3	4	5	6/IIa	7	8	9/стадI6	10/IIIa
1	Модуль упругости E, 10 ⁻¹ МПа (10 ⁻³ тс/м ²) кладки стен:								
	- 0 этаж, ФС-5	270	270	270	270	270	270	270	270
	- 1эт. котелец-50	170	170	170	170	170	170	170	170
	- 2эт. котелец-40	170	170	170	170	170	170	170	170
	- 3-5эт. котел.-40	170	170	170	170	170	170	170	170
	-простенок1-2эт.	X	X	X	X	85	0	X	X
	-подокон.ч.1-3 эт.	0	X	X	X	X	X	X	X
	- уч. подок. ча- сти l ₀₂ =l-(2/3)h	X	X	X	0	X	X	X	X
	-опорн. часть в простенк. 1-2 эт.	X	X	X	X	X	0	X	X
	-простенок 1эт.	X	X	X	X	X	X	X	0
2	Макс. напряжения NY, 10 ⁻¹ МПа (10 ⁻³ тс/м ²) (>+0, >R=-100) в простенках А при Sx:								
a)	-b_I=0.8м--1эт.								
	σ ₁ простенка	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ ₁₂ подокон. части	-	-	-	-	-	3,2	3,6	3,6
	σ ₁ над поясом	109	$\frac{72}{0,66}$	$\frac{81}{1,13}$	$\frac{73}{0,90}$	$\frac{64}{0,79}$	$\frac{79}{0,96}$	$\frac{41}{0,51}$	$\frac{41}{0,51}$
	σ ₂ над подокон. ч.	79	$\frac{188}{1,34}$	$\frac{168}{0,89}$	$\frac{154}{0,92}$	$\frac{137}{0,82}$	$\frac{286}{1,70}$	$\frac{44}{0,26}$	$\frac{45}{0,27}$
	σ ₃ в середине	66	$\frac{113}{1,71}$	$\frac{144}{1,27}$	$\frac{130}{0,90}$	$\frac{116}{0,81}$	$\frac{114}{0,79}$	$\frac{45}{0,31}$	$\frac{45}{0,31}$
	σ ₄ под пояс	113	$\frac{191}{1,69}$	$\frac{156}{0,82}$	$\frac{143}{0,92}$	$\frac{127}{0,81}$	$\frac{290}{1,86}$	$\frac{43}{0,28}$	$\frac{43}{0,28}$
	--2эт.								
	σ ₁ простенка	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ ₁₂ подокон. ча- сти	-	10	$\frac{7,8}{0,78}$	-	$\frac{7,3}{0,94}$	$\frac{11}{1,41}$	4,2	4,2
	σ ₁ над поясом	114	$\frac{93}{0,82}$	$\frac{106}{1,14}$	$\frac{105}{0,99}$	$\frac{87}{0,82}$	$\frac{161}{1,52}$	$\frac{40}{0,38}$	$\frac{40}{0,38}$
	σ ₂ над подокон. ч.	81	$\frac{183}{2,26}$	$\frac{151}{0,87}$	$\frac{137}{0,91}$	$\frac{135}{0,89}$	$\frac{221}{1,46}$	$\frac{38}{0,25}$	$\frac{38}{0,25}$

	σ_3 в середине	63	$\frac{96}{1,52}$	$\frac{123}{1,28}$	$\frac{115}{0,93}$	$\frac{102}{0,83}$	$\frac{90}{0,73}$	$\frac{38}{0,31}$	$\frac{38}{0,31}$
	σ_4 под пояс	117	$\frac{192}{1,64}$	$\frac{155}{0,81}$	$\frac{145}{0,94}$	$\frac{138}{0,89}$	$\frac{221}{1,43}$	$\frac{39}{0,25}$	$\frac{39}{0,25}$
	--3эт.								
	σ_{i1} простенка	18	8,4	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	-	16	$\frac{7,8}{0,49}$	-	$\frac{7,5}{0,96}$	$\frac{6,9}{0,88}$	$\frac{3,7}{0,47}$	$\frac{3,7}{0,47}$
	σ_1 над поясом	101	$\frac{66}{0,65}$	$\frac{70}{1,06}$	$\frac{76}{1,09}$	$\frac{59}{0,84}$	$\frac{123}{1,76}$	$\frac{36}{0,51}$	$\frac{37}{0,53}$
	--5эт. σ_5 сред	18	$\frac{27}{1,33}$	$\frac{30}{1,11}$	$\frac{28}{0,93}$	$\frac{27}{0,90}$	$\frac{29,5}{0,98}$	$\frac{3,2}{0,11}$	$\frac{3,1}{0,10}$
б)	-b₂=1.7м--1эт.								
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	-	-	-	-	-	10	10,6	-
	σ_1 над поясом	109	$\frac{83}{0,76}$	$\frac{98}{1,18}$	$\frac{83}{0,85}$	$\frac{84}{0,86}$	$\frac{121}{1,23}$	$\frac{89}{0,91}$	-
	σ_2 над подок. част	78	$\frac{164}{2,1}$	$\frac{184}{1,12}$	$\frac{168}{0,91}$	$\frac{154}{0,84}$	$\frac{228}{1,24}$	$\frac{167}{0,91}$	0
	σ_3 в середине	63	$\frac{104}{1,65}$	$\frac{130}{1,25}$	$\frac{116}{0,89}$	$\frac{112}{0,84}$	$\frac{130}{1,00}$	$\frac{118}{0,91}$	0
	σ_4 под пояс.	98	$\frac{153}{1,56}$	$\frac{171}{1,12}$	$\frac{148}{0,86}$	$\frac{140}{0,82}$	$\frac{242}{1,41}$	$\frac{156}{0,91}$	0
	--2эт.								
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	-	10	$\frac{10,8}{1,18}$	-	-	$\frac{18}{1,66}$	7,9	5,7
	σ_1 над поясом	107	$\frac{101}{0,97}$	$\frac{122}{1,21}$	$\frac{125}{1,02}$	$\frac{107}{0,88}$	$\frac{183}{1,50}$	$\frac{110}{0,90}$	$\frac{44}{0,36}$
	σ_2 над подокон. ч.	78	$\frac{160}{1,41}$	$\frac{173}{1,08}$	$\frac{143}{0,83}$	$\frac{152}{0,88}$	$\frac{104}{0,60}$	$\frac{157}{0,91}$	$\frac{114}{0,66}$
	σ_3 в середине	70	$\frac{110}{1,57}$	$\frac{139}{1,26}$	$\frac{120}{0,83}$	$\frac{115}{0,83}$	$\frac{129}{0,93}$	$\frac{120}{0,86}$	$\frac{48}{0,35}$
	σ_4 под пояс	112	$\frac{167}{1,49}$	$\frac{180}{1,08}$	$\frac{155}{0,86}$	$\frac{157}{0,87}$	$\frac{242}{1,34}$	$\frac{162}{0,90}$	$\frac{60}{0,33}$
	--3эт.								
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	-	8	8,7	-	-	5,7	5,7	5,0
	σ_1 над поясом	100	$\frac{83}{0,83}$	$\frac{103}{1,24}$	$\frac{118}{1,15}$	$\frac{89}{0,86}$	$\frac{115}{1,12}$	$\frac{93}{0,90}$	$\frac{48}{0,47}$
	--5эт. σ_5 сред	14	$\frac{24}{1,33}$	$\frac{22}{0,92}$	$\frac{20,8}{0,95}$	$\frac{20}{0,91}$	$\frac{29}{1,32}$	$\frac{7,1}{0,32}$	$\frac{6,8}{0,31}$
3	Максимальные усилия в поясах A при Sx:								
a)	- продольная сила N, 10 ⁻¹ кН (мс), над:								
	-- подвалом	19,6	$\frac{14,6}{0,74}$	$\frac{33,2}{2,27}$	$\frac{29,1}{0,88}$	$\frac{37}{1,11}$	$\frac{32,1}{0,97}$	$\frac{31}{0,93}$	$\frac{30}{0,92}$

	-- 1 этажом	12	<u>15,8</u> 1,31	<u>24,4</u> 1,15	<u>21,4</u> 0,88	<u>24</u> 0,98	<u>27,6</u> 1,13	<u>23,7</u> 0,97	<u>36</u> 1,51
	-- 2 эт.	12,7	<u>15,5</u> 1,22	<u>22,5</u> 1,45	<u>16,3</u> 0,72	<u>15</u> 0,66	<u>23,0</u> 1,02	<u>19,3</u> 0,86	<u>17</u> 0,78
	-- 5 эт.	12	<u>17,2</u> 1,43	<u>10,2</u> 0,59	<u>9,9</u> 0,97	<u>10</u> 0,98	<u>10,8</u> 1,06	<u>18,8</u> 1,84	<u>20</u> 1,97
б)	- изгибающий момент M_Y (в плоскости), 10^{-1} кНм (тс м), над:								
	-- подвалом	9,3	<u>3,7</u> 0,4	<u>4,9</u> 1,32	<u>6,8</u> 1,39	<u>5,9</u> 1,20	<u>5,6</u> 1,14	<u>7,7</u> 0,96	<u>5</u> 1,04
	-- 1 этажом	5,8	<u>5,5</u> 0,95	<u>4,5</u> 0,81	<u>4,3</u> 0,96	<u>4,4</u> 0,98	<u>4,9</u> 1,09	<u>4,3</u> 0,96	<u>10</u> 2,29
	-- 2 эт.	5,6	<u>5,7</u> 1,02	<u>3,3</u> 0,57	<u>4,4</u> 1,33	<u>3,3</u> 1,00	<u>4,9</u> 1,48	<u>5,7</u> 1,73	<u>7</u> 2,18
	-- 5 эт.	3,1	<u>4,5</u> 1,45	<u>3,3</u> 0,73	<u>3,0</u> 0,91	<u>3,4</u> 1,03	<u>3,3</u> 1,00	<u>4,9</u> 1,48	<u>4,9</u> 1,48
в)	- крутящий момент M_K , 10^{-1} кНм (тс м), над:								
	-- подвалом	0,7	<u>2,0</u> 2,86	<u>1,9</u> 0,95	<u>1,8</u> 0,95	<u>2,0</u> 1,05	<u>1,9</u> 1,00	<u>1,8</u> 0,95	<u>1,9</u> 1,00
	-- 1 этажом	1,0	<u>1,5</u> 1,5	<u>1,7</u> 1,13	<u>1,6</u> 0,94	<u>1,9</u> 1,11	<u>1,8</u> 1,06	<u>1,6</u> 0,94	<u>2,5</u> 0,45
	-- 2 эт.	1,4	<u>2,6</u> 1,86	<u>2,0</u> 0,77	<u>2,7</u> 1,45	<u>2,5</u> 1,25	<u>3,1</u> 1,55	<u>2,5</u> 1,25	<u>2,5</u> 1,25
	-- 5 эт.	2,3	<u>3,8</u> 1,65	<u>4,1</u> 1,08	<u>3,8</u> 0,93	<u>3,8</u> 0,92	<u>4,1</u> 1,00	<u>3,3</u> 0,80	<u>3,3</u> 0,80
г)	- изгибающий момент M_Z (из плоскости), 10^{-1} кНм (тс м), над:								
	-- подвалом	0,4	<u>0,5</u> 1,25	<u>1,7</u> 3,4	<u>1,9</u> 1,12	<u>1,7</u> 1,00	<u>2,1</u> 1,24	<u>1,9</u> 1,12	<u>0,9</u> 0,53
	-- 1 этажом	0,4	<u>0,6</u> 1,5	<u>1,7</u> 1,02	<u>0,6</u> 0,35	<u>1,2</u> 0,83	<u>0,8</u> 0,47	<u>0,8</u> 0,47	<u>1,6</u> 0,94
	-- 2 эт.	0,3	<u>1,7</u> 5,67	<u>2,6</u> 1,53	<u>2,5</u> 0,96	<u>2,2</u> 0,85	<u>2,4</u> 0,92	<u>2,3</u> 0,88	<u>2,2</u> 0,85
	-- 5 эт.	0,9	<u>2,6</u> 2,89	<u>2,6</u> 1,02	<u>2,4</u> 0,92	<u>1,9</u> 0,73	<u>2,6</u> 1,00	<u>2,5</u> 0,96	<u>2,0</u> 0,77
д)	- перерезывающая сила Q_Z (в плоскости), 10^{-1} кН (тс), над:								
	-- подвалом	16	<u>6,7</u> 0,42	<u>8,5</u> 1,27	<u>8,7</u> 1,00	<u>11</u> 1,29	<u>8,8</u> 1,04	<u>7,6</u> 0,89	<u>9,1</u> 1,07
	-- 1 этажом	7,3	<u>9,9</u> 1,36	<u>8,1</u> 0,81	<u>7,5</u> 0,93	<u>9,2</u> 1,14	<u>12,5</u> 1,54	<u>5,7</u> 0,70	<u>12,1</u> 1,49
	-- 2 эт.	7,1	<u>9,6</u> 1,35	<u>7,7</u> 0,8	<u>7,3</u> 0,95	<u>6,0</u> 0,89	<u>10,5</u> 1,36	<u>6,9</u> 0,90	<u>9,3</u> 1,21
	-- 5 эт.	5,2	<u>7,2</u> 1,38	<u>4,7</u> 0,65	<u>4,1</u> 0,87	<u>4,5</u> 0,96	<u>4,7</u> 1,00	<u>6,3</u> 1,34	<u>6,3</u> 1,34
е)	- перерезывающая сила Q_Y (из плоскости), 10^{-1} кН (тс), над:								
	-- подвалом	4,1	<u>6,9</u> 1,68	<u>7,4</u> 1,07	<u>6,9</u> 0,93	<u>7,8</u> 1,05	<u>7,7</u> 1,04	<u>6,9</u> 0,93	<u>8,1</u> 1,09
	-- 1 этажом	0,6	<u>1,2</u> 2,0	<u>1,0</u> 0,83	<u>0,8</u> 0,80	<u>0,9</u> 0,90	<u>1,2</u> 1,20	<u>0,7</u> 0,70	<u>1,4</u> 1,40
	-- 2 эт.	0,4	<u>1,6</u> 4,0	<u>2,5</u> 1,56	<u>2,5</u> 1,00	<u>2,2</u> 0,88	<u>2,7</u> 1,08	<u>2,3</u> 0,92	<u>2,1</u> 0,57

	-- 5 эт.	2,8	$\frac{4,3}{1,54}$	$\frac{4,3}{1,00}$	$\frac{4,0}{0,93}$	$\frac{4,1}{0,95}$	$\frac{4,3}{1,00}$	$\frac{3,4}{0,79}$	$\frac{3,4}{0,79}$
4	Максимальное армирование поясов <i>A</i> (бетон кл. С20) при <i>Sx</i> :								
а)	- продольное нижнее (<i>AS1</i>), кл. АIII, $см^2$ (<i>d</i> , мм), над:								
	-- подвалом	3,6	$\frac{4,5}{1,25}$	$\frac{5,3}{1,18}$	$\frac{6,2}{1,16}$	$\frac{7,3}{1,38}$	$\frac{5,5}{1,04}$	$\frac{3,4}{0,64}$	$\frac{6,0}{1,13}$
	-- 1 этажом	3,9	$\frac{5,1}{1,31}$	$\frac{5,0}{0,98}$	$\frac{4,7}{0,97}$	$\frac{4,4}{0,88}$	$\frac{5,0}{1,00}$	$\frac{4,4}{0,88}$	$\frac{10,7}{2,14}$
	-- 2 эт.	4,8	$\frac{5,7}{1,19}$	$\frac{4,0}{0,70}$	$\frac{4,1}{1,02}$	$\frac{3,6}{0,90}$	$\frac{4,9}{1,23}$	$\frac{0,99}{6,7}$	$\frac{6,7}{1,68}$
	-- 5 эт.	3,7	$\frac{5,1}{1,38}$ <i>4d16</i>	$\frac{4,5}{0,88}$ <i>3d16</i>	$\frac{4,1}{0,91}$	$\frac{4,1}{0,91}$	$\frac{4,3}{0,96}$ <i>3d16</i>	$\frac{4,9}{1,09}$	$\frac{5,03}{1,11}$ <i>5d16</i>
б)	- продольное верхнее (<i>AS2</i>), кл. АIII, $см^2$ (<i>d</i> , мм), над:								
	-- подвалом	8,8	$\frac{6,1}{0,69}$	$\frac{7,0}{1,15}$	$\frac{6,1}{0,87}$	$\frac{5,9}{0,84}$	$\frac{7,1}{1,01}$	$\frac{7,5}{1,07}$	$\frac{7,9}{1,13}$
	-- 1 этажом	3,5	$\frac{5,7}{1,63}$	$\frac{4,3}{0,75}$	$\frac{4,2}{0,98}$	$\frac{5,8}{1,35}$	$\frac{4,9}{1,14}$	$\frac{4,7}{1,09}$	$\frac{13,7}{3,18}$
	-- 2 эт.	4,9	$\frac{6,1}{1,24}$	$\frac{3,7}{0,61}$	$\frac{5,2}{1,4}$	$\frac{4,1}{1,11}$	$\frac{5,9}{1,59}$	$\frac{5,8}{1,57}$	$\frac{7,7}{2,08}$
	-- 5 эт.	3,6	$\frac{5,7}{1,58}$ <i>4d16</i>	$\frac{4,7}{0,82}$ <i>4d16</i>	$\frac{4,4}{0,94}$	$\frac{4,7}{1,00}$	$\frac{4,7}{1,00}$ <i>4d16</i>	$\frac{5,0}{1,06}$	$\frac{5,1}{1,09}$ <i>7d16</i>
в)	- поперечное (<i>Asw1</i>), кл. АI, $см^2$, (<i>d</i> , мм, шаг 100), над:								
	-- подвалом	1,5	$\frac{1,6}{1,07}$	$\frac{1,4}{0,88}$	$\frac{1,51}{1,08}$	$\frac{1,4}{1,00}$	$\frac{1,4}{1,00}$	$\frac{1,3}{0,93}$	$\frac{1,2}{0,86}$
	-- 1 этажом	1,2	$\frac{1,6}{1,33}$	$\frac{1,3}{0,81}$	$\frac{1,6}{1,23}$	$\frac{1,7}{1,12}$	$\frac{2,2}{1,69}$	$\frac{0,8}{0,61}$	$\frac{2,3}{1,77}$
	-- 2 эт.	1,3	$\frac{1,9}{1,46}$ <i>4d8</i>	$\frac{1,9}{1,0}$	$\frac{1,9}{1,01}$	$\frac{1,7}{0,89}$	$\frac{2,1}{1,10}$	$\frac{1,18}{0,95}$	$\frac{2,1}{1,11}$
	-- 5 эт.	1,5	$\frac{2,5}{1,67}$	$\frac{2,7}{1,08}$ <i>6d8</i>	$\frac{2,5}{0,93}$	$\frac{2,5}{0,92}$	$\frac{2,7}{1,00}$	$\frac{2,2}{0,81}$	$\frac{2,2}{0,81}$
5	Период колебаний в плоскости оси <i>A</i> (ордината <i>X</i>) при <i>Sx</i> по формам:								
а)	T1	0,333	$\frac{0,396}{1,19}$	$\frac{1,516}{3,83}$	$\frac{1,448}{0,95}$	$\frac{1,452}{0,96}$	$\frac{1,517}{1,00}$	$\frac{1,450}{0,95}$	$\frac{1,451}{0,95}$
б)	T2	0,311	$\frac{0,358}{1,15}$	$\frac{1,030}{2,88}$	$\frac{0,984}{0,96}$	$\frac{0,986}{0,75}$	$\frac{1,031}{1,00}$	$\frac{0,982}{0,95}$	$\frac{0,983}{0,95}$
в)	T3	0,267	$\frac{0,311}{1,16}$	$\frac{0,613}{1,97}$	$\frac{0,583}{0,95}$	$\frac{0,571}{0,93}$	$\frac{0,613}{1,00}$	$\frac{0,583}{0,95}$	$\frac{0,584}{0,95}$
г)	T4	0,172	$\frac{0,201}{1,17}$	$\frac{0,591}{2,94}$	$\frac{0,569}{0,96}$	$\frac{0,398}{0,67}$	$\frac{0,594}{1,00}$	$\frac{0,561}{0,95}$	$\frac{0,562}{0,95}$
д)	T5	0,168	$\frac{0,195}{1,16}$	$\frac{0,417}{2,14}$	$\frac{0,396}{0,95}$	$\frac{0,352}{0,84}$	$\frac{0,417}{1,00}$	$\frac{0,396}{0,95}$	$\frac{0,396}{0,95}$

σ – сжимающие напряжения. σ_t – растягивающие напряжения. ПЧ – подоконная часть. СПЧ – с подоконной частью. БПЧ – без подоконной части.

Таблица П2.2. Результаты практических 3D расчетов МКЭ серии Rt2 на базе 5-ти этажного каменного здания тип 2 с детальным изучением работы поясов и влияния на них трещинообразования кладки подоконных частей, опорных зон простенков, а также усиления особо узкого простенка и 5-го этажа, разрушения простенка первого этажа в стене А и упругости основания при сейсмичности 8 баллов.

N п п	Характеристики	Варианты расчета								
		Rt2.1 yo cПЧ $E_{nc}=const$ +усил.пр. и 5эт.	Rt2.2 yo cПЧ+ $E_{on}=0$	Соот- ноше- ние гр4: гр3	Rt2.4 yo cПЧ+ $E_{on}+E$ $I_{np}=0$	Соот- ноше- ние гр8: гр3	Rt2.5 yo cПЧ $E_{nc}l_{02}=0$ + $E_{on}+$ $EI_{np}=0$	Соот- ноше- ние гр10:г р3	Rt2.6 yo cПЧ $E_{nc}l_{02}=0+$ E_{on}	Соот- ноше- ние гр12:г р3
1	2	3/стадIб	4	5	6	7	8/IIIa	9	10/IIб	11
1	Модуль упругости E , 10^{-1} МПа (10^{-3} тс/м ²) кладки стен:									
	- 0 этаж, ФС-5	270	270	1,00	270	1,00	270	1,00	270	1,00
	- 1-5эт. котел.-40	170	170	1,00	170	1,00	170	1,00	170	1,00
	- уч. подок. части $l_{02}=l-2/3)h$	X	X	-	0	-	0	-	0	-
	-опоры 2-х(28%) простенков	X	0	-	X	-	0	-	0	-
	-простенок 1эт.	X	X	-	0	-	0	-	X	-
2	Макс. напряжения NY , 10^{-2} МПа (тс/м ²) ($>+0$, $>R=-100$) в простенках А при S_x :									
a	-b₁=1.5м -1эт.									
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	X	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_1 над поясом	61	68	1,11	0	-	0	-	58	0,95
	σ_2 над подокон. ч.	102	130	1,28	0	-	0	-	99	0,97
	σ_3 в середине	73	66	0,9	0	-	0	-	68	0,93
	σ_4 под поясом	86	112	1,3	0	-	0	-	85	0,99
	--2эт.									
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	6,2	5,3	0,86	X	-	0	-	0	-
	σ_1 над поясом	45	84	1,87	X	-	X	-	85	1,89
	σ_2 над подокон. ч.	61	83	1,36	X	-	X	-	89	1,46
	σ_3 в середине	52	46	0,89	X	-	X	-	50	0,96
	σ_4 под пояс	56	75	1,34	X	-	X	-	85	1,52
	--3эт.									
	σ_{i1} простенка									
	σ_{i2} подокон. части	4,3	3,6	0,84	3,4	0,79	X	-	X	-
	σ_1 над поясом	33	29	0,88	13,4	0,41	21	0,64	33	1,00
	--5эт. σ_5 сред.	4,0	3,7	0,93	3,1	0,78	3,1	0,78	3,8	0,95
б	-b₂=2.0м -1эт.									
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	X	5,8	-	X	-	X	-	X	-
	σ_1 над поясом	70	83	1,19	83	1,19	86	1,23	85	1,22

	σ_2 над подок. част.	100	119	1,19	120	1,20	122	1,22	121	1,21
	σ_3 в середине	79	83	1,05	89	1,13	86	1,09	86	1,09
	σ_4 под пояс.	91	123	1,35	124	1,36	128	1,41	128	1,41
	--2эт.									
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	6,2	5,0	0,81	5,2	0,84	X	-	X	-
	σ_1 над поясом	62	101	1,63	102	1,65	106	1,71	105	1,69
	σ_2 над подокон. ч.	66	98	1,49	97	1,47	100	1,52	102	1,55
	σ_3 в середине	60	61	1,02	62	1,03	66	1,10	65	1,08
	σ_4 под пояс	67	88	1,31	92	1,37	97	1,45	97	1,45
	--3эт.									
	σ_{i1} простенка	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	σ_{i2} подокон. части	4,2	5,8	1,38	5,9	1,41	0	-	0	-
	σ_1 над поясом	46	64	1,39	64	1,39	68	1,48	68	1,48
	--5эт. σ_5 сред	6,0	5,5	0,92	5,6	0,93	5,7	0,95	4,2	0,70
3	Максимальные усилия в поясах A при S_x									
a	- продольная сила N , тс, над:									
	-- подвалом	10	11	1,10	12,2	1,22	11,8	1,18	10	1,00
	-- 1 этажом	4,3	4,4	1,02	6,0	1,40	4,8	1,12	3,9	0,91
	-- 2 эт.	2,1	1,8	0,86	1,7	0,81	2,3	1,1	2,2	1,05
	-- 5 эт.	0,9	0,9	1,00	0,9	1,00	1,2	1,33	1,1	1,22
b	- изгибающий момент M_Y (в плоскости), 10кНм (тс м), над:									
	-- подвалом	1,5	1,7	1,13	1,7	1,13	1,7	1,13	1,7	1,13
	-- 1 этажом	1,3	2,6	2,00	4,5	3,46	5,8	4,46	2,6	2,00
	-- 2 эт.	1,3	2,7	2,08	3,2	2,46	4,7	3,6	2,8	2,15
	-- 5 эт.	1,1	1,4	1,27	1,7	1,55	2,8	2,55	2,2	2,00
v	- крутящий момент M_K , 10^{-1} кНм (тс м), над:									
	-- подвалом	1,1	1,1	1,00	1,1	1,00	1,1	1,00	1,1	1,00
	-- 1 этажом	1,3	1,5	1,15	1,3	1,00	1,5	1,15	1,5	1,15
	-- 2 эт.	1,3	1,4	1,08	1,3	1,00	1,5	1,15	1,5	1,15
	-- 5 эт.	0,8	0,8	1,00	0,8	1,00	0,8	1,00	0,8	1,00
z	- изгибающий момент M_Z (из плоскости), 10^{-1} кНм (тс м), над:									
	-- подвалом	0,3	0,3	1,00	0,3	1,00	0,3	1,00	0,3	1,00
	-- 1 этажом	0,8	0,5	2,5	0,3	1,5	0,4	2,00	0,4	2,00
	-- 2 эт.	0,1	0,4	4,00	0,1	1,00	0,3	3,00	0,3	3,00
	-- 5 эт.	0,2	0,2	1,00	0,2	1,00	0,2	1,00	0,2	1,00
d	- перерезывающая сила Q_Z (в плоскости), 10^{-1} кНм (тс м), над:									
	-- подвалом	3,2	3,1	0,97	3,2	1,00	3,2	1,00	2,8	0,86
	-- 1 этажом	3,1	4,6	1,48	5,4	1,74	5,5	1,78	4,9	1,58
	-- 2 эт.	2,4	5,5	2,29	3,4	1,42	6,1	2,54	6,2	2,58
	-- 5 эт.	1,8	1,4	0,88	1,7	0,95	2,9	1,61	2,2	1,22
e	- перерезывающая сила Q_Y (из плоскости), 10^{-1} кНм (тс м), над:									
	-- подвалом	0,5	0,5	1,00	0,5	1,00	0,5	1,00	0,5	1,00
	-- 1 этажом	0,4	0,7	1,75	0,4	1,00	0,7	1,75	0,7	1,75
	-- 2 эт.	0,3	0,7	2,33	0,3	1,00	0,6	2,00	0,7	2,23
	-- 5 эт.	0,6	0,6	1,00	0,6	1,00	0,6	1,00	0,6	1,00

4	Максимальное армирование поясов <i>A</i> (бетон кл. C20) при <i>Sx</i> :									
<i>a</i>	- продольное нижнее (<i>AS1</i>), кл. АIII, $см^2$ (<i>d</i> , мм), над:									
	-- подвалом	1,5	1,7	1,13	1,8	1,20	1,7	1,13	1,4	0,93
	-- 1 этажом	3,4	2,9	0,85	4,2	1,24	4,6	1,35	3,8	1,12
	-- 2 эт.	3,54 3 <i>d14</i>	3,4 3 <i>d14</i>	0,97	4,4 4 <i>d14</i>	1,26	6,1 5 <i>d14</i>	1,74	4,7 4 <i>d14</i>	1,34
	-- 5 эт.	2,2	2,5	1,14	2,8	1,27	4,4	2,00	3,4	1,55
<i>б</i>	- продольное верхнее(<i>AS2</i>), кл. АIII, $см^2$ (<i>d</i> , мм), над:									
	-- подвалом	1,9	1,8	0,95	1,9	1,00	1,8	0,95	1,9	1,00
	-- 1 этажом	2,7	3,6	1,33	5,5 4 <i>d14</i>	2,04	7,3 6 <i>d14</i>	2,70	4,0	1,48
	-- 2 эт.	3,9 3 <i>d14</i>	4,0 3 <i>d14</i>	1,03	4,3	1,10	7,1	1,82	5,1 4 <i>d14</i>	1,31
	-- 5 эт.	2,3	2,6	1,13	2,5	1,09	4,2	1,82	3,6	1,57
<i>в</i>	- поперечное(<i>AswI</i>), кл. АI, $см^2$, (<i>d</i> , мм, шаг 100), над:									
	-- подвалом	0,7	0,7	1,00	0,7	1,00	0,7	1,00	0,7	1,00
	-- 1 этажом	0,8	0,9 2 <i>d8</i>	1,13	0,8	1,00	1,0	1,25	1,0	1,25
	-- 2 эт.	0,8	0,9	1,13	0,8	1,00	1,0	1,25	1,0	1,25
	-- 5 эт.	0,5	0,5	1,00	0,5	1,00	0,5	1,00	0,5	1,00
5	Период колебаний в плоскости оси <i>A</i> (ордината <i>X</i>) при <i>Sx</i> по формам:									
<i>a</i>	T1	0,986	0,987	1,001	0,987	1,001	0,987	1,001	0,987	1,001
<i>б</i>	T2	0,786	0,795	1,01	0,795	1,00	0,802	1,02	0,799	1,02
<i>в</i>	T3	0,370	0,370	1,00	0,370	1,00	0,371	1,003	0,370	1,00
<i>г</i>	T4	0,352	0,361	1,03	0,362	1,03	0,370	1,052	0,367	1,04
<i>д</i>	T5	0,221	0,221	1,00	0,221	1,00	0,220	0,996	0,222	1,01
<i>б</i>	Относительные перемещения верха здания /допуск 1/500=0,002/									
		0,002	0,002	-	0,002	-	0,002	-	0,002	-

σ – сжимающие напряжения. σ_t – растягивающие напряжения. ПЧ – подоконная часть. сПЧ – с подоконной частью. В таблице результаты расчета **Rt2.3**_{yo} сПЧ+E1_{np}=0 опущены, так как они идентичны расчета **Rt2.4**.

БИБЛИОГРАФИЯ.

1. Думитрюк А.В. Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий и методики их расчета с учетом действия сейсмических сил. Диссертация д.т.н. Кишинэу: УТМ, 2019. 164 с. (без учёта приложений)

П Р И Л О Ж Е Н И Е №3.

Прочность стали и бетона экспериментальных балок

Т а б л и ц а ПЗ.1. Характеристика арматурной стали по результатам ее испытаний

Арматура			σ_m , МПа	σ_{σ} , МПа	γ_s	$\gamma_{s, \sigma_{\sigma}}$	R_{sm} , МПа	R_{sn} , МПа	δ_5 , см (%)	δ_p , см (%)	$E_s 10^{-4}$, МПа
d , мм	Класс	A_s , см ²									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<i>I. Рабочая арматура рифлёная</i>											
16	Ат 420, ТУ 14-15-298-93, ГОСТ 5781-82*	2,05	<u>579</u>	<u>696</u> 696	0,95	-	<u>550</u> 550	<u>550</u> 550	9,6 (21)	5,4 (8)	20 (200)
10	То же	0,78	<u>598</u>	<u>667</u>	0,95	-	<u>568</u>	<u>568</u>	6,2 (24)	5,5 (10)	20 (200)
8	То же	0,46	<u>569</u>	<u>765</u>	0,95	-	<u>540</u>	<u>540</u>	5,1 (27)	5,4 (8)	20 (200)
<i>II. Обыкновенная арматурная проволока</i>											
5,5	АI, ГОСТ 5781-82*	0,25	<u>314</u>	<u>431</u> 430,7	0,95	0,75	<u>409</u> 409	<u>307</u> 307	4,2 (40)	6,0 (20)	21 (210)

..... – в числителе для отобранных с партии образцов арматуры

..... – в знаменателе, для контрольных образцов арматуры отобранных с балок после их испытаний (с поправкой на остаточные предельные напряжения)

Где, A_s – площадь сечения арматуры до ее испытания,

σ_m – предел текучести арматуры,

σ_{σ} – временное сопротивление разрывов при растяжении ($\sigma_{\sigma}=R_{s\sigma}$),

R_{sm} – гарантированное теоретическое сопротивление арматуры растяжению,

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры растяжению,

γ_s – гарантированная вероятность технических характеристик σ_m - для рабочей арматуры Ат420 и σ_{σ} - для арматурной проволоки АI.

$\gamma_{s, \sigma_{\sigma}}$ – понижающий коэффициент временного сопротивления разрыва (σ_{σ}) арматуры кл. АI,

δ_5 – относительное 5-ти кратное удлинение,

δ_p – относительное равномерное удлинение,

E_s – модуль упругости арматуры.

Т а б л и ц а ПЗ.2. Показатели прочности бетона экспериментальных балок

Образцы серии												Испытания СбМт балок				Растяжение $R_{bt}=0,12R_b$ (SM GOST 10180:2014), МПа
Дата изготовления	Шифр СбМт балки	Средняя прочность испытанного бетона, МПа						Среднеквадратичное стандартное отклонение, МПа		Гарантированная (теоретическая) прочность бетона, МПа		Дата (t_2)	Кол-во суток от изготовления	Приведенная прочность к дате испытаний (t_2) $R_{t2}=R_{t1} \times \lg t_2 / \lg t_1 [1]$, МПа		
		Кубов			Призм									Кубов, R_{ct2}	Призм, R_{ctb}	
		Дата (t_1)	Кол-во суток от изготовления	R_{t1}	Дата (t_{1b})	Кол-во суток от изготовления	R_{t1b}									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
10.09 10.10	A-1	27.11 27.11	78 48	27,2 19,4	10.12 10.12	91 61	24,0 16,6	0,27 1,77	3,10 0,27	26,8 16,5	18,9 16,2	19.11	70 40	26,6 18,5	22,6 14,9	2,71 1,79
05.09 10.10	A-2	27.11 27.11	83 48	22,5 19,4	10.12 10.12	96 61	17,0 16,6	0,18 1,77	0,53 0,27	22,2 16,5	16,1 16,2	21.11	77 42	22,2 18,7	16,2 15,1	1,94 1,81
10.09 10.10	B-1	27.11 27.11	78 48	27,2 19,4	10.12 10.12	91 61	24,0 16,6	0,27 1,77	3,10 0,27	26,8 16,5	18,9 16,2	27.11	78 48	27,2 19,4	23,2 15,6	2,78 1,87
05.09 10.10	B-2	27.11 27.11	83 48	22,5 19,4	10.12 10.12	96 61	17,0 16,6	0,18 1,77	0,53 0,27	22,2 16,5	16,1 16,2	05.12	91 56	23,0 20,2	16,8 16,2	2,01 1,94
10.09 13.11	B	27.11 19.12	78 36	27,2 25,1	10.12 27.12	91 44	24,0 22,9	0,27 1,24	3,10 0,27	26,8 23,1	16,1 16,2	16.12	97 33	28,6 24,5	24,3 21,2	2,91 2,54
05.09 13.11	B _y	27.11 19.12	83 36	22,5 25,1	10.12 27.12	96 44	17,0 22,9	0,18 1,24	0,53 0,27	22,2 23,1	16,1 16,2	16.12	102 33	23,5 24,5	17,2 21,2	2,06 2,54
												среднее		23	18,7	
												K=18,7/23=0,81				

- в числителе для сборных элементов

- в знаменателе для монолитных

Кубиковая и призмная прочность бетона определялась как среднее арифметическое значение прочности из двух испытанных образцов каждой серии, изготовленных лабораторией, по SM GOST 10180:2014. При этом коэффициент вариации образцов, изготовленных в лабораторных условиях $V_1=2,37\%$ (в соответствии с ASTM C39 [2]), что менее 5, позволяющих изготавливать и испытывать не менее 2-х образцов в серии, согласно SM GOST 10180:2014.

Среднеквадратичное стандартное отклонение определялось согласно SM GOST 18105-86 с учетом SM GOST 10180:2014.

Гарантированная (теоретическая) прочность бетона (с учетом статической изменчивости его свойств 0,95) определялась по данным Ходько А.А. [3], по формуле $R_c=R_t-1,64St$. При этом среднеквадратичное отклонение прочности бетона (St) определялось в зависимости от размаха прочности бетона в партии (Wt) по формуле $St=Wt/\alpha=(R_i, \max-R_i, \min)/\alpha$, где α – коэффициент, зависящий от числа n образцов по SM GOST 10180:2014.

Нормативные значения прочности - по формуле $R_{ctn}=0,8R_{ctb}$ [3].

БИБЛИОГРАФИЯ.

[1]. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Москва: Стройиздат, 1991. 773 с.

[2]. Тур В.В., Дереченник С.С. Критерии оценки соответствия прочности бетона в подходах Европейских и Американских стандартов. В: Вестник БГТУ 2012, № 1, с. 177-182.

[3]. Железобетонные и каменные конструкции: Методические указания к выполнению лабораторных работ. / Составлено: А.А. Хотько и др. Минск: БНТУ, 2013. 62 с.

П Р И Л О Ж Е Н И Е №4.

Акт внедрения сборно-монолитных антисейсмических поясов (ригелей) при строительстве 9-ти этажного 132-х квартирному жилого дома в г. Кишинёве.

(см. р.4, п.3)

А К Т № 1

23 июня 1993 г.

г. Кишинев

Опытных опробываний (испытаний) и отладки в производстве совершенствований технологично-конструктивного решения 132-х кв. жилого дома по ул. И. Солтыса в г. Кишиневе, разработанных НВП "РАЙОНИТ".

Мы, нижеподписавшиеся, составили настоящий акт, о ходе проведения опытных опробываний (испытаний) совершенствования технологично-конструктивного решения 132-х кв. жилого дома по ул. И. Солтыса в г. Кишиневе проводимых при его строительстве.

1. В результате опытных опробываний при монтаже выявлено, что в целом монтаж происходит нормально, и технологично-конструктивные совершенствования здания приемлемы к производству.

2. Обнаруженные недостатки в процессе опытных опробываний (испытаний), рекомендуемые к устранению:

2.1. Практическая точность монтажа и изготовления конструкций не позволяет обеспечить проектную высоту наружных стен. Практически типовые плиты перекрытия КПД содержат высоту 220+25 мм, вместо 220. Ограждающие блок-панели содержат высоту, при монтаже 2370+10 мм. Поясные блоки ригелей в опорной части плит перекрытия имеют высоту 170+5 мм. Все это увеличивает высоту этажа на 40 мм.

Вывод: - учитывая практическую реальность принять высоту керамзитобетонных блок-панелей равную $2370+30=2340$ мм,

- принять меры при изготовлении блок-панелей по недопущению их перекосов по диагоналям.

2.2. Практическая точность монтажа не позволяет обеспечить проектные размеры монолитных участков перекрытий, что уменьшает отверстие для пропуска канализационных стояков.

Рекомендуется: - пропустить отверстие δ 150 в ребре плит перекрытия между рабочей арматурой. Для чего на заводе установить съемные гильзы, при формовке панелей перекрытия, а в смонтированных панелях просверлить отверстия между арматурными стержнями с помощью бура с алмазными наконечниками.

2.3. Обнаружены отклонения нижних и верхних выпусков внутренних стеновых панелей от вертикали достигающие 100 и более мм.

Вывод: - принять меры на заводе ЖБИ-1 по обеспечению соосности выпусков. Монтаж таких панелей не допустим.

2.4. Нижняя арматура внутренних стеновых панелей расположена на 70 мм выше пола в проемах.

Вывод: - в дверных проемах арматура монтажная, подлежит срезу после монтажа.

3. Рекомендация.

3.1. Завершить работы по наладке изготовления на заводе ЖБИ-1 блок-панелей с специально предусмотренными четвертями для крепления дверных коробок балконов.

3.2. То же по образованию отверстий в внутренних стеновых панелях вместо закладных деталей для перекрестного соединения панелей с помощью прямых выпусков и отверстий для пропуска вентиляций, канализаций и водопровода.

3.3. Производить монтаж внутренних стеновых панелей и наружных блок-панелей с поясными блоками ригелей с выверкой по нивелиру или уровню отметки для опирания плит перекрытия, проводить поэтажную исполнительную съемку.

3.4. Принять к исполнению сборно-монолитные разработки автора по замене монолитных участков перекрытий в местах пропуска вентблоков, монолитных участков ригелей по внутренней грани стены лестничной клетки и по наружной грани стены, где отсутствует опирание перекрытий и балконов на поясние блоки ригелей высотой 170 мм и угловых колонн.

4. Заключение.

1. Угруппирование изделий здания и замена монолитных ригелей сборно-монолитными значительно сокращает число крановых операций, трудоемкость работ и повышает производительность строительства, при номинальной материалоемкости и увеличении жилой площади здания.

2. Отрицательно сказывается на процессе строительства частое отсутствие необходимого металла и других материалов и изделий, выраженных сложившейся экономической ситуацией.

3. Применение сборно-монолитных ригелей соответствует требованиям РСН-10-87, позволяет ликвидировать опалубочные работы и технологические перерывы, достигающие 9÷12 суток, необходимые для твердения бетона до 70% проектной прочности до момента монтажа плит перекрытия. Еще большая эффективность достижима при их массовом производстве. Сейсмостойкое строительство ^{остро} нуждается в ^{таких} сборно-монолитных ригелях.

4. Несущие керамзитобетонные блок-панели, со стыком под окнами способствуют сокрытию этого стыка от ливневых дождей, позволяют набирать пролеты стен разной длины с измененным направлением.

5. Современное сейсмостойкое строительство остро нуждается в таких конструкциях и зданиях. Рекомендуется наладить их массовое строительство.

6. Весьма желательно провести испытания (экспериментальные исследования) сборно-монолитных ригелей в условиях сложного нагружения.

Экспертно-приемочная комиссия:

Заказчик, НКС жел. дороги Мол.

Генпроектировщик, ГПИ "Кишиневпроект"

гл. инженер

ГИИ

ГАП

В.П. Сокуренько

А.П. Просянкин

М.М. Кляшко

Г.А. Жинкин

Завод изготовитель - ЖБИ-1

директор

Генподрядчик - трест железнодорожного стр-ва "Конферкай"

управляющий
гл. инженер

Подрядчик - СМП-211

начальник

В.И. Дегтярев

В.Ф. Владинов
В.П. Андроник

А.Г. Онишко

Разработчик усовершенствованного технологично-конструктивного решения 132-х кв. жилого дома - НВП "РАПОНИТ".

Директор - гл. конструктор

А.В. Думитрюк

П Р И Л О Ж Е Н И Е №5.

Перечень объектов с АС *СбМт* поясами предложенной конструкции.

(см. ниже пункты 6-9)

П Е Р Е Ч Е Н Ь

основных объектов главного конструктора Государственного научно-внедренческого предприятия "РАИОНИТ" Дулитрыка А.В. за период с 1983 по 1992 г.г.

Наименование объекта	Стадия разработки	Реализация	Степень участия	Примечание
1. Крытый полигон АБК в мостовым краном Q=10 тс и складом готовой продукции на ст.Ревака (об.1720/83)	P	построен		конструктор. разработка проекта
2. Расширение крытого полигона АБК с пристройкой АБК (об. 830/86) на ст. Ревака	"	"		конструктор. разработка проекта
3. Расширение полигона АБК с козловым краном Q=10тс на ст.Ревака (об.839/88)	"	"	"	"
4. Расширение РБУ на ст.Ревака /об. 842/89/	"	"	"	"
5. Реконструкция столярного цеха на ст.Ревака (об.853/90)	"	"	"	"
6. Переработка проекта 96кв. ж/д по ул.И.Салтыса в связи с применением ригелей и плит перекрытия новой конструкции (об.2А 1557/89)	"	"	"	"
7. 24-х кв. ж/д в с.Бачой Кутузовского р-на со стенами из блоков высотой на этаж, с сборно-монолитными ригелями новой конструк. (об.3И/90)	"	"	"	"
8. 25-ти кв. ж/д в пгт. Яловень с сборно-монолитными ригелями и блоками высотой на этаж (об.2И/91)	"	"	"	"
9. Переработка проекта 132х кв. ж/д по ул.И.Салтыса в г.Кишиново в связи с применением усовершенствован. сборно-монолитных ригелей, блок-панелей б-350мм и панелей КИД (об.1-1799/91-92)	P	строится		главный конструктор



Государственный трестом

В.Ф.Владинов

В.Ф.Владинов

ДЕКЛАРАЦИЯ ОБ ОТВЕТСТВЕННОСТИ АВТОРА

Я, ниже подписавшийся, заявляю под личную ответственность, что материалы, представленные в докторской диссертации «Разработка конструкции сборно-монолитных антисейсмических поясов зданий и методики их расчета с учетом действия сейсмических сил», являются результатом личных научных исследований и разработок. Осознаю, что в противном случае, буду нести ответственность в соответствии с действующим законодательством.

Думитрюк Аврел

Подпись _____

Число 23. 08. 2019



Curriculum vitae Europass

Informații personale

Nume / Prenume DUMITRIUC Avrel Vasiliu.
Adresă(e) Str. L. Dumitriu, 12, ap. 2, or. Chișinău, cod poștal MD- 2002, Republica Moldova.
Telefon(oane) Mobil: (+373) 796 86 888,
Fix (+373) 22 638 153.
Fax(uri) (+373) 22 638 153.
E-mail(uri) adro@list.ru
Naționalitatea Român
Data nașterii 02.01.1952.
Sex Masculin.

**Locul de muncă vizat /
Domeniul ocupațional** SRL „ARHIPRODEZ”.

Experiența profesională

Perioada 01.02.2002 – prezent.
Funcția sau postul ocupat Conducător, constructor-sef (proiectant).
Activități și responsabilități principale Proiectant, verficator de proiecte, expert tehnic rezistența construcțiilor:
1. Construcții civile. 2. Construcții industriale și agrozootehnice.
7. Consolidare construcțiilor. 8. Construcții speciale: e) rezervoare și buncăre.
Numele și adresa angajatorului SRL „ARHIPRODEZ”, Str. L. Dumitriu, 12, ap. 2, or. Chișinău, cod poștal MD- 2002, Republica Moldova.
Tipul activității sau sectorul de activitate Proiectare în construcții.
Perioada 1991 – 2002.

Funcția sau postul ocupat	Conducător, constructor-sef (proiectant)
Activități și responsabilități principale	Proiectant: 1. Construcții civile. 2. Construcții industriale și agrozootehnice. 7. Consolidare construcțiilor.
Numele și adresa angajatorului	Întreprindere de cercetare și implementare "RaPoNiT", Str. Aleia Gerii, 42, or. Chișinău, cod poștal MD- 2000, Republica Moldova.
Tipul activității sau sectorul de activitate	Proiectare în construcții.
Perioada	1990-1991.
Funcția sau postul ocupat	Начальник производства.
Activități și responsabilități principale	Руководство производством железобетонных изделий.
Numele și adresa angajatorului	Завод Ж.Б.И. «Дорстройтреста» Молдавской железной дороги. Stația Revaka, Chișinău, Republica Moldova.
Tipul activității sau sectorul de activitate	Производство.
Perioada	1982-1990.
Funcția sau postul ocupat	Старший инженер.
Activități și responsabilități principale	Проектирование производственной базы на станции Ревака и проектов производства работ по строительству зданий.
Numele și adresa angajatorului	Строительно-монтажный поезд 382 «Дорстройтреста» Молдавской железной дороги.
Tipul activității sau sectorul de activitate	Строительство.
Perioada	1977-1982.
Funcția sau postul ocupat	Инженер.
Activități și responsabilități principale	Инженер по охране труда и технике безопасности
Numele și adresa angajatorului	Кишиневская дистанция гражданских сооружений. Молдавской железной дороги.
Tipul activității sau sectorul de activitate	Эксплуатация и ремонт гражданских зданий и сооружений.
Perioada	1976-1977.
Funcția sau postul ocupat	Строительный мастер.
Activități și responsabilități principale	Руководство строительно-монтажными работами.
Numele și adresa angajatorului	Строительно-монтажный поезд 382 «Дорстройтреста» Молдавской железной дороги.

Tipul activității sau sectorul de activitate	Строительство.
Perioada	1973-1974.
Funcția sau postul ocupat	Лаборант.
Activități și responsabilități principale	Художественно-оформительские работы.
Numele și adresa angajatorului	Черновицкий техникум железнодорожного транспорта.
Tipul activității sau sectorul de activitate	Образование.
Perioada	1972-1973.
Funcția sau postul ocupat	Чертежник-лаборант.
Activități și responsabilități principale	Художественно-оформительские работы.
Numele și adresa angajatorului	Черновицкое горпрофтехучилище №1.
Tipul activității sau sectorul de activitate	Образование.
Perioada	1969-1970.
Funcția sau postul ocupat	Слесарь-сантехник 4-го разряда.
Activități și responsabilități principale	Сантехнические работы по строительству зданий.
Numele și adresa angajatorului	Черновицкое СУ-535 треста «Подольский реммонтаж».
Tipul activității sau sectorul de activitate	Строительство.
Educație și formare	
Perioada	1988– prezent
Calificarea / diploma obținută	doctorantura Institutul Politehnic Chișinău, Republica Moldova.
Disciplinele principale studiate / competențe profesionale dobândite	-
Numele și tipul instituției de învățământ / furnizorului de formare	Institutul politehnic Chișinău, or. Chișinău, Republica Moldova.
Nivelul în clasificarea națională sau internațională	solicitant pentru o diplomă de doctor în științe tehnice
Perioada	1987-1988.

Calificarea / diploma obținută	Диплом с отличием №87290, выдан 22.06.1988.
Disciplinele principale studiate / competențe profesionale dobândite	-
Numele și tipul instituției de învățământ / furnizorului de formare	Всесоюзное общество изобретателей и рационализаторов. Молдавский совет ВОИР.
Nivelul în clasificarea națională sau internațională	Патентовед .
Perioada	1976-1982.
Calificarea / diploma obținută	Диплома ИВ №947063, din 07/01/1982.
Disciplinele principale studiate / competențe profesionale dobândite	-
Numele și tipul instituției de învățământ / furnizorului de formare	Институт политехник Chișinău, or. Chișinău, Republica Moldova.
Nivelul în clasificarea națională sau internațională	Инженерия industrială și civilă.
Perioada	1973-1976.
Calificarea / diploma obținută	Диплом с отличием Ю № 841084, выдан 24.02.1976.
Disciplinele principale studiate / competențe profesionale dobândite	-
Numele și tipul instituției de învățământ / furnizorului de formare	Черновицкий техникум железнодорожного транспорта.
Nivelul în clasificarea națională sau internațională	Промышленное и гражданское строительство.
Perioada	1967-1969.
Calificarea / diploma obținută	Аттестат с отличием №4580, выдан 23.07.1969.
Disciplinele principale studiate / competențe profesionale dobândite	-
Numele și tipul instituției de învățământ / furnizorului de formare	Городское Техническое училище №1, г. Черновцы, Черновицкой области.
Nivelul în clasificarea națională sau internațională	Слесарь-сантехник.

Perioada 1967-1969.
 Calificarea / diploma obținută Аттестат.
 Disciplinele principale studiate / -
 competențe profesionale
 dobândite
 Numele și tipul instituției de Средняя школа рабочей молодежи № 7, г. Черновцы.
 învățământ / furnizorul de
 formare
 Nivelul în clasificarea națională Среднее образование.
 sau internațională

Perioada 1959-1967.
 Calificarea / diploma obținută Аттестат.
 Disciplinele principale studiate / -
 competențe profesionale
 dobândite
 Numele și tipul instituției de Банилово-Подгорновская средняя школа № 1, Сторожинецкого
 învățământ / furnizorul de района, Черновицкой области.
 formare
 Nivelul în clasificarea națională Неполное среднее образование.
 sau internațională

Limba(i) maternă(e) **Ucraineană**

**Limba(i) străină(e)
 cunoscută(e)**

Autoevaluare

Nivel european ()*

Înțelegere

Vorbire

Sciere

Ascultare

Citire

Participare
 la
 conversație

Discurs oral

Exprimare scrisă

Rusa

Nivelul
 Avansat C
 2
 sau
 Independen
 dent

Nivelul
 Avansat C
 2
 sau
 Independen
 dent

Nivelul
 Avansat C
 2
 sau
 Independen
 dent

Nivelul
 Avansat C
 2
 sau
 Independen
 dent

Nivelul
 Avansat sau
 Independen
 dent

Româna

A 1	Nivelul Stăpânire	A 1	Nivelul Stăpânire	A 1	Nivelul Stăpânire	A 1	Nivelul Stăpânire	A 1	Nivelul Stăpânire
--------	----------------------	--------	----------------------	--------	----------------------	--------	----------------------	--------	----------------------

Germană

A
2

A
2

A
2

A
2

A
2

(*) *Nivelul Cadrului European Comun de Referință Pentru Limbi Străine*

Competențe și abilități sociale Sociabil, spirit de echipă, comunicabil, săguincios, punctual.

Competențe și aptitudini organizatorice	Experiență bună în conducerea și dirijarea colectivelor, echipelor, grupurilor.
Competențe și aptitudini tehnice	Nivel înalt profesional în domeniul dezvoltării structurilor clădirilor rezistente la seismic și a designului acestora. Certificate: - proiectant; - verficator de proiecte; - expert tehnic.
Competențe și aptitudini de utilizare a calculatorului	- cunoștințe soft: sisteme de operare (instalare, configurare, instalare drivere soft, utilizare) - cunoștințe avansate MS Office (Word, Excel, Powerpoint), editor grafic AutoCAD, computing SCAD complex.
Permis de conducere	Categoria: B
Informații suplimentare	Informații suplimentare Publicații – 9; Brevete de invenții – 8; Диплом второй степени Главного комитета достижений народного хозяйства Молдавской ССР. Постановление №9, от 10 декабря 1990 г. ВДНХ МССР. Căsătorit, 2 copii.

Anexe 23 Septembrie 2019