

УДК 69.059:725/728

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ И МЕТОДИКИ РАСЧЕТОВ
СБОРНО-МОНОЛИТНОГО АНТИСЕЙСМИЧЕСКОГО ПОЯСА ЗДАНИЙ**

Думитрюк А.В., инженер, докторант,
Технический университет Молдовы, г. Кишинев
adro@list.ru

Аннотация. Статья посвящена сейсмостойкости зданий с новыми сборно-монолитными поясами. Они, в отличие от монолитных, выполняются в одном цикле, вместе с укладкой перекрытия, без опалубки и без перерывов (≥ 7 дней), необходимых для схватывания до 70% от проектной прочности бетона платформы для укладки перекрытия. Арматура и бетон монолитного сердечника пояса укладываются без технологических подмостей, прямо с перекрытия. В отличие от аналогов, новый пояс обеспечивает совместную работу его составных элементов до стадии разрушения. Также обеспечивает прочный контакт монолитного сердечника с ниже лежащей стеной, площадью не менее 70...80 % общей опорной площади пояса. Снижает расход его арматуры. Применим в зданиях со стенами каменного типа.

Ключевые слова: здание, антисейсмический сборно-монолитный пояс, испытания.

**ВДОСКОНАЛЕННЯ КОНСТРУКЦІЇ І МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКІВ
ЗБІРНО-МОНОЛІТНОГО АНТИСЕЙСМІЧНОГО ПОЯСА БУДІВЕЛЬ**

Думітрюк А.В., інженер, докторант,
Технічний університет Молдови, м. Кишинів
adro@list.ru

Анотація. Стаття присвячена сейсмостійкості будівель з новими збірно-монолітними поясами. Вони, на відміну від монолітних, виконуються в одному циклі, разом з укладанням перекрыття, без опалубки і без перерв (≥ 7 днів), необхідних для схоплювання до 70% від проектної міцності бетону платформи для укладання перекрыття. Арматура і бетон монолітного сердечника пояса укладаються без технологічних риштувань, прямо з перекрыття. На відміну від аналогів, новий пояс забезпечує спільну роботу його складових елементів до стадії руйнування. Також забезпечує міцний контакт монолітного сердечника з нижче лежачою стіною, площею не менше 70...80 % загальної опорної площі пояса. Знижує витрату його арматури. Застосуємо у будівлях із стінами кам'яного типу.

Ключові слова: будівля, антисейсмічний збірно-монолітний пояс, випробування.

**IMPROVING THE DESIGN AND CALCULATION METHODS
OF PRECAST-MONOLITHIC ANTI-SEISMIC BELT OF BUILDINGS**

Dumitryuk A., engineer, doctoral student,
Technical University of Moldova, Chisinau
adro@list.ru

Abstract. The article is devoted to seismic resistance of buildings with new precast-monolithic belts. They, unlike monolithic ones, are performed in one cycle together with the laying of floors, without formwork and without interruption (≥ 7 days), required for setting up to 70% of

the design strength of the concrete platform for laying floors. Armature and concrete of the monolithic core of the belt are laid without technological scaffolds, directly from the floors.

Unlike analogues, the new belt ensures the joint work of its constituent elements before the stage of destruction. It also provides a strong contact of a monolithic core with the underlying wall of at least 70 ... 80% of the total reference area of the belt. It reduces the expense of reinforcement.

Such precast-monolithic belts can be used in multi-storey buildings with stone or block walls. The tests allowed to introduce a new precast-monolithic belt in the construction of the building of 132 flats.

The results of the tests made it possible to develop various options of precast-monolithic belts. They can be used in walls of various thickness (200...400 mm or more) at normal and elevated loads. In addition, the calculation technique of the contact seam strength of their concretes is developed. Also the methods are developed to determine the efforts of the zones during the calculation of buildings under seismic loading taking into account the non-linear behaviour of the masonry and prevention of the progressive collapse of piers.

Keywords: building, anti-seismic precast-monolithic belt, testing.

Введение. Для обеспечения сейсмостойкости зданий с каменными стенами выполняются антисейсмические (АС) пояса. Наиболее прогрессивными, технологичными являются сборно-монолитные (СбМт) пояса. Основной проблемой в существующих поясах является недостаточная совместная работа разновозрастных бетонов, вплоть до стадии разрушения, при условии обеспечения плотного контакта монолитным бетоном с ниже лежащей стеной площадью не менее 60% общей опорной площади пояса, установленных нормами [1, 2].

Данная проблема относится к совершенствованию конструктивных решений зданий с каменными стенами. Решение этой проблемы является актуальным.

Анализ последних достижений и публикаций. Эффективны АС пояса из монолитного и сборно-монолитного железобетона. Последние наиболее эффективны, их строительство выполняется в одном технологическом цикле, совместно с монтажом плит перекрытий, без опалубки стенок поясов и технологических перерывов (≥ 7 дней), необходимых для твердения бетона опорной площадки до 70% проектной прочности. Прямо с перекрытий укладывается монтажная арматура и монолитный бетон поясов [1-3]. Предложенный АС СбМт пояс (рис. 1) содержит: сборный блок с ветвь-балками (1 и 1а) с рабочей арматурой (2), арматурными выпусками (3), ж.б. шпонками (4) и приподнятыми над основанием внутренними перемычками (5), между стенками, и монолитный бетон сердечника (6). В отличие от существующих поясов [1-2] обеспечивается его опора монолитным сердечником на стены площадью не менее 70...80 % общей опорной площади.

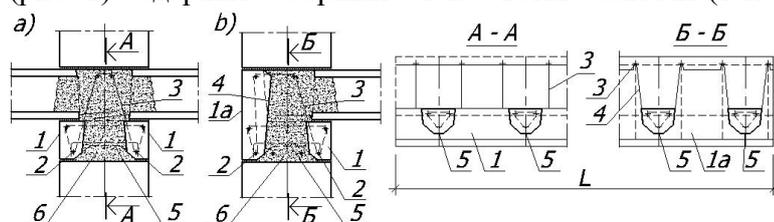


Рис. 1. Антисейсмический сборно-монолитный пояс предложенной конструкции [3]

Испытаниями выявлено, что обеспечивается совместная работа сборного блока с монолитным бетоном вплоть до стадии разрушения, выявлены возможные варианты совершенствования конструкции АС СбМт поясов и методика их расчетов, освещенные в данной статье.

Цель и задачи. Целью работы является дальнейшее совершенствование конструкции АС СбМт поясов и методики их расчетов с учетом результатов испытаний и особенностей их работы в здании. Задачами являются разработки: конструкции АС СбМт поясов толщиной 350...400 мм при обычных (В1) и больших (В1у) нагрузках, а также толщиной 200...300 мм и более (В2 и В2у); методики их расчета с учетом прочности контактного шва разновозрастных бетонов; методики расчета поясов в здании с учетом подоконных частей, трещинообразования кладки и обрушения наиболее слабого узкого простенка первого этажа.

Объект и методы исследования. Объект: сборно-монолитный антисейсмический пояс здания. Предмет: совместность работы сборного блока с монолитным бетоном пояса и усилия в

нем при воздействии нагрузки на здание. Методы: достижение цели и решения задач возможно конструкторско-изобретательскими способами и аналитико-численными методами.

Совершенствование конструкции АС СБМт поясов. Как показали результаты испытаний СБМт поясов (рис. 1), внутренние перемычки (5), соединяющие ветвь-балки (1, 1а) блока между собой, препятствуют нарушению совместной работы разновозрастных бетонов, даже в стадии разрушения. Этому же способствуют шпоночные рифления (4) и поперечное армирование (3) контактных поверхностей. Установлено, что рабочее армирование опорной ветвь-балки (1) активно работает над проемами, в стадии монтажа плит перекрытия. Выявлена возможность отказаться от традиционного принципа симметричного рабочего армирования ветвь-балок (1, 1а) сборного элемента и его отсутствия в монолитных элементах над проемами. Продольное и поперечное армирование СБМт пояса целесообразно выполнять в соответствии с расчетным значением, найденным для наиболее невыгодной силовой ситуации каждого из элементов (рис. 2). Такое решение приводит к повышению целевой эффективности как в обычных поясах, толщиной $T=350...400$ мм (типа В1, при обычной и В1у, при большой нагрузке), так и в тонких, $T=200...300$ мм и более (типа В2 и В2у). При этом в тонких поясах перемычки между ветвями выполняются из арматуры (5а), стальных профилей (5б) или железобетонными (5), а сами ветвь-балки (1, 1а) с развитыми шпонками внизу. Возможно устройство армо-опалубочной перемычки (7) над проёмами с усиливающей арматурой (В3) и выполнение сборных блоков с опалубочными бортами (8) в местах стыковки, включающими опалубочные работы (В4).

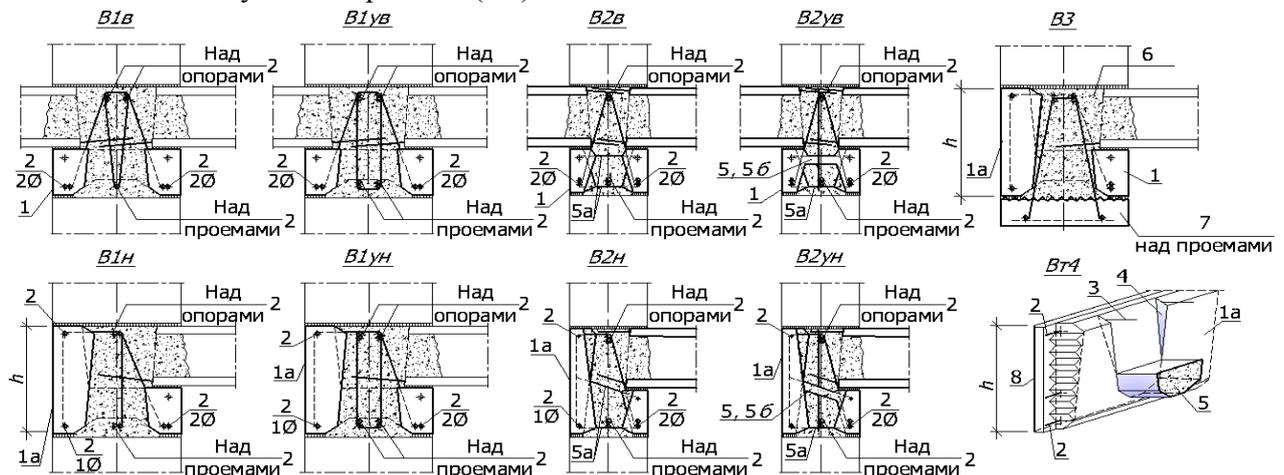


Рис. 2. Конструкция СБМт поясов обычной толщины $T=350...400$ мм, при обычной (В1в, В1н) и большой нагрузке (В1у, В1у), тонких $T=200...300$ мм (В2в, В2н, В2у, В2у) поясов с армо-опалубочной перемычкой над проёмами (В3) и закрытым стыком сборных блоков (В4, фрагмент продольного разреза блока в аксонометрии)

В различных зданиях расположение проемов и их ширина могут быть различными. В связи с технологическими возможностями и с целью унификации сборные поясные блоки целесообразно выполнять без днища на контактной поверхности с ниже лежащей стеной по всей ее длине. Унификация сборных блоков и упрощения конструкции привели к недостаткам, к необходимости установки дополнительного армирования усиливаемых участков над проемами, к устройству опалубки над ними и в местах стыков сборных элементов.

Данные недостатки могут быть устранены с помощью армо-опалубочных перемычек, содержащих недостающее, над проемами армирование и с помощью закрытого стыка сборных поясных блоков (рис. 2, В4).

Аналитический метод расчета антисейсмических поясов в плоскости стен с учетом подоконной части. На рис.3 представлена расчетная модель (а, в) и схема (б, г) с учетом в работе подоконных частей стен, в виде двух типов простенков: тип 1 (д) – без вертикального армирования и тип 2 (е) – с вертикальным армированием. Предлагаемая расчетная модель более точно учитывает максимальные нагрузки на антисейсмический пояс в плоскости каменных стен

с проемами, в виде неразрезной многопролетной балки. Нагрузка от простенков (G) передается на пояс через подоконную часть, более удаленную от опор, что приводит к увеличению изгибающего момента. Место – условная точка приложения этой нагрузки 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 под углом $\alpha=45^\circ$, что подтверждается численными исследованиями. В результате, в расчетной схеме антисейсмического пояса приняты следующие допущения:

а) в отличие от известной схемы [2, 4], подоконная часть высотой (h) включается в работу с основной частью простенка шириной $b_3=h$ (рис. 3, 4), а остаток подоконной части рассматривается как нагрузка (q_n);

б) опоры многопролетной балки располагаются в местах приложения равнодействующих сжимающих напряжений в верхних опорных сечениях простенков, поддерживающих рассматриваемый пояс (рис. 3), аналогично известной схемы [2, 4];

в) антисейсмический пояс загружен равномерно распределенной нагрузкой от перекрытий и подоконных частей выше лежащих стен и не включенных в работу подоконных частей, 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 $K_{sv(9)}=1,30$);

г) каждый рассматриваемый простенок, включая подоконную часть, выполнен из одного материала по всему своему объему.

Как известно [4], при одновременном действии вертикальных (S_v) и горизонтальных (S_n) сил узкие простенки, помимо перекоса, подвергаются повороту в плоскости стены. 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 (рис. 3). 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

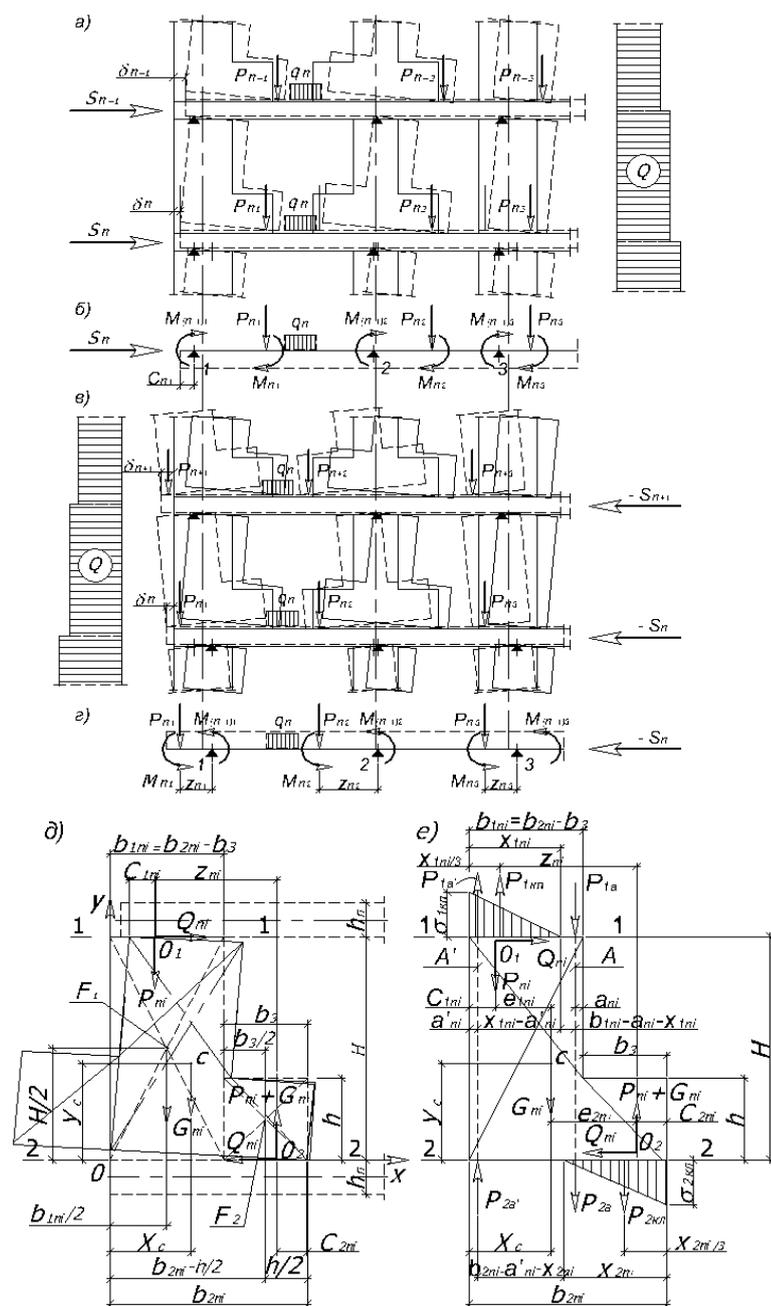


Рис. 3. Расчетно-аналитическая модель (а, в, д, е) и схема (б, г) каменных стен без вертикальной разрезки с учетом работы подоконной части в их плоскости

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 1-1 пояса 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. 3, д). Значение моментов в поясах определяется по формулам:

– на опорах:

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

– в пролетах:

$$M_{ni} = 0.5h_n Q_{ni}, \quad (2)$$

где $Q_{(n-1)i}$, Q_{ni} , – перерезывающая сила, приходящаяся на i -й простенок, расположенный выше и ниже рассматриваемого пояса, соответственно; h_n – высота сечения пояса.

При составлении расчетной схемы пояса определяется место нахождения опор C_{1ni} и сосредоточенных сил C_{2ni} из условия равновесия простенка, при допуске, что значения Q_{ni} , вверху и внизу равны между собой и $C_{1ni} = C_{2ni} = X_{2ni}/3$; $Z_{ni} = b_{2ni} - 2C_{2ni}$:

$$C_{2ni} = 0,5[b_{2ni} - Q_{ni}H_{ni}/(P_{ni} + G_{ni})]; \quad (3)$$

$$X_{2ni} = 0,5/3[b_{2ni} - Q_{ni}H_{ni}/(P_{ni} + G_{ni})], \quad (4)$$

$$C_{1ni} = 0,5(b_{2ni} - Q_{ni}H_{ni}/P_{ni}); \quad (5)$$

$$X_{1ni} = 0,5/3(b_{2ni} - Q_{ni}H_{ni}/P_{ni}). \quad (6)$$

Зная X_{1ni} , X_{2ni} , составляется расчетная схема данного пояса. Для определения этих характеристик необходимо знать значение P_{ni} , которое также зависит от расчетной схемы пояса. В связи с чем, расчет пояса как неразрезной балки следует вести способом последовательного приближения, используя известные методы строительной механики для определения опорных реакций балки. Выполняя расчет пояса, учитывается знако-переменность сейсмической нагрузки (рис. 3, а-г). При больших объемах расчетов целесообразно применять вычислительную технику.

Модель тип 2 – с вертикальным армированием простенков с подоконной частью. Расчёты выполняются аналогично, по расчетной модели (рис. 3, е), с учетом известной методики [2, 4]. В настоящее время целесообразно расчёты вести с помощью МКЭ.

Методика расчета антисейсмических поясов зданий с каменными стенами методом

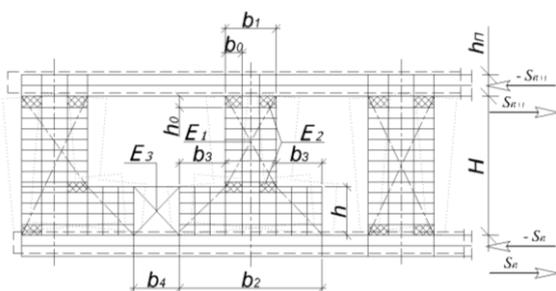


Рис. 4. Расчётная модель каменной стены здания

конечных элементов (МКЭ) учетом трещинообразования в растянутых участках подоконных частей и опорных зонах простенков. При расчетах учитываются расположения опор и приложения нагрузки на антисейсмические пояса в результате снижения жёсткости деформируемых опорных участков шириной $b_0 \leq 0,3b_1$ и не более 400 мм в простенках шириной – b_1 . Для чего, в ~15% наиболее напряженных узких простенках нижнего этажа в этих опорных участках выполняется более густая сетка конечных элементов и задается модуль упругости деформируемых опорных участков $E_2 = 0$. Участок подоконной части простенка шириной b_4 считается как нагрузка, его модуль упругости принимается $E_3 = 0$. При этом контролируется трещинообразование, перемещения ($< 1/500$) и увеличение периода колебаний здания до 30% (рис. 4).

Участок подоконной части простенка шириной b_4 считается как нагрузка, его модуль упругости принимается $E_3 = 0$. При этом контролируется трещинообразование, перемещения ($< 1/500$) и увеличение периода колебаний здания до 30% (рис. 4).

Практический метод расчета поясов в каменных зданиях. Расчеты выполняются поэтапно, на основное и особое сочетание нагрузки с учетом сейсмического воздействия. Рекомендуются учитывать горизонтальную и вертикальную составляющие сейсмической на-

грузки, увеличенной на 15% при 7...8 баллах и на 30% при 9 баллах, учитывающей нелинейную работу неучтенной части в кладке стен и СБМт поясов зданий.

Этап 1. Вначале 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. Не 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. После выполнения мероприятий, принятых в 1-м этапе. Выявляются участки в подоконных частях стен с растягивающим напряжением кладки (σ_t), свидетельствующие о трещинообразовании в них. Также выявляются наиболее напряженные, при сжатии (σ) опорные участки простенков, в которых могут появляться горизонтальные трещины и смятия.

Этап 3. Выявленные во 2-м этапе расчеты 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). Выполняется расчет здания с учетом массы кладки этих участков, выключенных из работы. Выявляются усилия в поясах. Подбирается их армирование.

Этап 4. 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 простенков.

Методика расчета АС СБМт поясов по I-й и II-й группе предельных состояний.

Сборные блоки поясов рассчитываются своим (не полным) сечением, по СНиП для обычных ж.б. конструкций, до приобретения монолитным бетоном заданной прочности на воздействия массы этого бетона с приложенной нагрузкой через перекрытия, действующих на данном, I-м – технологическом этапе (Эт1.1) возведения конструкции. Ветвь-балки рассчи-

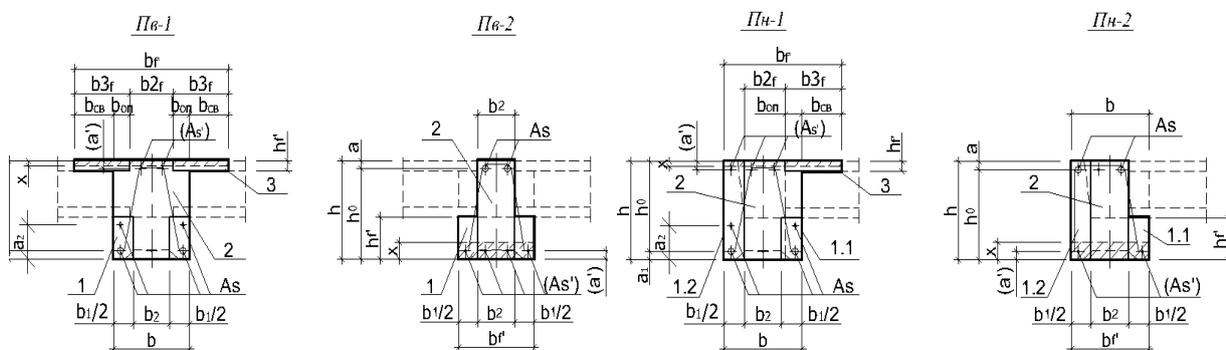


Рис. 5. Расчетные модели сечения АС СБМт поясов: внутренних стен в пролете (Пв-1) и над опорой (Пв-2); наружных в пролете (Пн-1) и над опорой (Пн-2);

1 и 1.1 – опорная ветвь сборной балки; 1.2 – тоже ограждающая; 2 – монолитный бетон в ребре; 3 – сжатая полка от сборной плиты перекрытия

тываются как перемычки над проемами. При этом работа каждой ветвь-балки учитывается отдельно со своей нагрузкой. Внутренние перемычки, соединяющие ветвь-балки сборного блока, рассчитываются как консольные балки длиной l_k защемленные в противоположной ветви. Сборно-монолитная конструкция пояса рассчитывается своим полным сечением, по справочному пособию [5], после приобретения монолитным бетоном заданной прочности на суммарные усилия от всех нагрузок действующих на этом, монтажном этапе (Эт 1.2) и на эксплуатационном этапе (Эт2), не зависимо от того, что часть нагрузки первоначально была приложена только к сборному элементу. При этом в расчетах учитывается нагрузка от выше расположенных стен с перекрытиями вышележащих этажей, приложенная к верхней грани СБМт пояса и от перекрытия рассматриваемого этажа, эксцентрично приложенная к

его сборному элементу. Расчеты пояса производятся с использованием расчетной схемы представленной на рис. 5. Особое внимание уделяется расчету по прочности контактных швов [5], в зоне действия максимальной поперечной силы, в пределах длины $l_0 \leq 4h$. Проекции наклонного сечения c_1 и c_2 (рис. 6) предпочтительно определять по результатам испытаний.

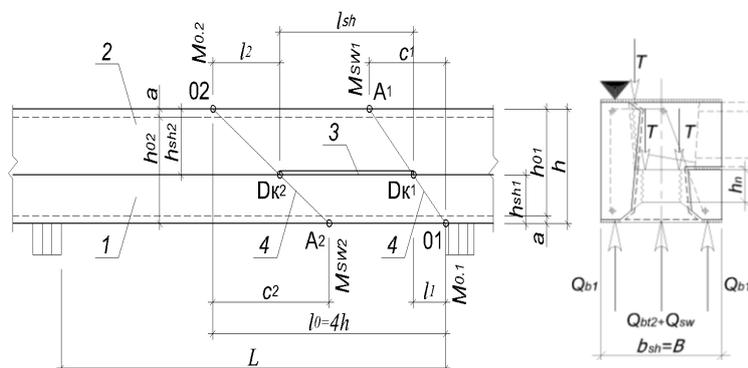


Рис. 6. Схема для определения расчетной длины контактного шва пояса у промежуточной опоры: 1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон; 3 – контактный шов, в зоне расслоения; 4 – наклонное сечение

Выводы и перспективы дальнейших исследований.

1. Разработаны различные варианты конструкции АС СБМт поясов, в соответствии с силовой ситуацией каждого конструктивного элемента, что повышает их целевую эффективность и создает возможность использования в стенах с различной толщиной (200...400 мм и более), при обычных и повышенных нагрузках. Кроме того, варианты сборных блоков с закрытыми стенками с петлевыми соединениями и вариант с армо-опалубочной перемычкой над проемами позволяют полностью исключить опалубочные работы и сократить объем арматурных работ в процессе монтажа.

2. Разработана методика расчета контактного шва разновозрастных бетонов АС СБМт поясов, что позволяет практически определить его прочность.

3. Разработана методика расчета антисейсмических поясов в здании с использованием метода конечных элементов с учетом подоконных частей, трещинообразования кладки и обрушения наиболее слабого узкого простенка 1-го этажа, что позволяет определять усилия и армирование при расчете прочности поясов с учетом нелинейной работы кладки и предпрогрессирующего обрушения простенков.

Литература

1. NCM F.03.02-2005. Проектирование зданий с каменными стенами; Утв. Департаментом строительства и развития территории Р. Молдова, приказ №47, 19.04.2006. – Кишинэу: Агенство регион. развития Р. Молдова, РЦНИНС «CERCON», 2005. – 64 с.
2. NCM F.03.02-99. Конструирование и расчет каменных конструкций; Утв. МРТСКХ Р. Молдова, приказ №128, 02.08.1999. – Кишинэу: РЦНИНС «CERCON», 2005. – 64 с.
3. Думитрюк А.В. Антисейсмический сборно-монолитный пояс / А.В. Думитрюк // Сб. научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». – Одесса, 2014. – №18. – С. 66-71.
4. Измайлов Ю.В. Индустриальное строительство сейсмостойких каменных зданий / Ю.В. Измайлов. – Кишинев: Каря Молдовеняскэ, 1983. – 212 с.
5. Справочное пособие к СНиП 2.03.01-84. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Госстрой СССР. – Москва: Стройиздат, 1984. – 60 с.б. Семченков А. С. Пути выхода сборного домостроения из кризиса В: ЖБИ и конструкции, 2010, № 2, с. 66-72, 77. www.gbi-magazine.ru (просмотр 29.12.16)

Статья надійшла 16.02.2017