

Деркач Валерий Николаевич, д-р техн. наук, директор, Филиал РУП «Институт БелНИИС» – «Научно-технический центр» (г. Брест, Беларусь)

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЯЧЕИСТОБЕТОННЫХ СТЕН ЗДАНИЙ С МОНОЛИТНЫМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КАРКАСОМ

© РУП «Институт БелНИИС», 2018
Institute BelNIIS RUE, 2018

АННОТАЦИЯ

Приведены результаты численных исследований ячеистобетонных стен зданий с железобетонным монолитным каркасом при прогибах поддерживающих перекрытий и усадочных деформациях каменной кладки. На основании выполненных исследований выявлены особенности напряженно-деформированного состояния стен и образования в них трещин. Установлено, что при прогибе перекрытия максимальные значения главных растягивающих напряжений в каменной кладке сплошного заполнения возникают по границе зоны контакта кладки с перекрытием, а в стене с дверным проемом – в верхних углах проема. Показано, что усадка каменной кладки вызывает в стене появление главных растягивающих напряжений, траектории которых совпадают с направлением горизонтальных растворных швов. При этом в стенах с оконными проемами наиболее подверженной трещинообразованию является подоконная область кладки. Получены зависимости, связывающие жесткость узлов сопряжения стены с вертикальными элементами каркаса с величиной главных растягивающих напряжений, возникающих в стене при нормируемых значениях усадочных деформаций каменной кладки. Показано влияние коэффициентов трения между поверхностями каменной кладки и перекрытия на величину главных растягивающих напряжений, возникающих в стене при прогибе перекрытий и усадке каменной кладки. Предложены конструктивные мероприятия, позволяющие снизить риск образования

трещин в стенах каркасных зданий. Данные мероприятия включают устройство разделительного слоя между каменной кладкой и плитой перекрытия, применение податливых связей в узлах сопряжения стенового заполнения с каркасом, а также локального армирования кладки сетками из композиционных материалов в местах ожидаемого образования трещин.

Ключевые слова: каменная кладка, ячеистобетонные блоки, усадка, прогиб перекрытия, связевые элементы, армирующие сетки.

Для цитирования: Деркач, В. Н. Трещиностойкость ячеистобетонных стен зданий с монолитным железобетонным каркасом / В. Н. Деркач, П. А. Новик // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2018. – Вып. 10. – С. 155–168. <https://doi.org/10.23746/2018-10-10>

Valery Derkach, DSc in Engineering Science, Director, Branch office of Institute BeNIIS RUE – Scientific-Technical Center (Brest, Belarus)

CRACK GROWTH RESISTANCE OF CELLULAR CONCRETE WALLS IN BUILDINGS WITH REINFORCED CONCRETE FRAME

ABSTRACT

The results of numerical studies of cellular concrete walls of buildings with reinforced concrete monolithic frame with supporting troughs overlap and shrinkage of masonry are presented. On the basis of realized research the features of the stress-strain state of the walls and the formation of cracks in them are revealed. It is established that during the deflection of the overlap, the maximum values of the main tensile stresses in the masonry of continuous filling occur along the border of the contact zone of the masonry with the overlap, and in the wall with the doorway in the upper corners of the opening. It is shown that shrinkage of the masonry causes the appearance of the main tensile stresses in the wall, the trajectories of which coincide with the direction of the horizontal mortar joints. In this

case, in the walls with window openings, the most sub-windowed area of masonry is most prone to cracking. The dependences that connect the stiffness of the nodes of the interface of the wall with the vertical elements of the frame with the magnitude of the main tensile stresses arising in the wall at normalized values of shrinkage deformations of the masonry are obtained. The effect of friction coefficients between masonry surfaces and floors on the magnitude of the main tensile stresses arising in the wall during floor deflection and masonry shrinkage is shown. Constructive applications have been proposed to reduce the risk of cracking in the walls of frame buildings. These measures include the installation of a separating layer between the masonry and the floor slab, the use of malleable bonds in the junctions of the wall filling with the frame, as well as the local reinforcement of the masonry with grids of composite materials in places of the expected formation of cracks.

Keywords: masonry, cellular concrete blocks, shrinkage, floor slabs deflection, connecting elements, reinforcing meshes.

For citation: Derkach V., Novik P. Crack growth resistance of cellular concrete walls in buildings with reinforced concrete frame. *Contemporary Issues of Concrete and Reinforced Concrete: Collected Research Papers*. Minsk. Institute BelNIIS. Vol. 10. 2018. Pp. 155–168. <https://doi.org/10.23746/2018-10-10> (in Russian)

ВВЕДЕНИЕ

Деформации каменной кладки, вызванные прогибами поддерживающих перекрытий и температурно-влажностными воздействиями, зачастую являются причиной образования трещин в каменных стенах. Трещины не только ухудшают эстетический вид стен, но и оказывают негативное влияние на их звукоизоляционные и теплотехнические характеристики, а также огнестойкость и долговечность. Практика показывает, что наиболее подвержены трещинообразованию каменные заполнения каркасных зданий, кладка которых выполнена из ячеистобетонных блоков автоклавного твердения – кладочных изделий, массово применяемых в современном каркасно-монолитном домостроении.

Правила проектирования зданий с железобетонным монолитным каркасом в Республике Беларусь регламентируются ТКП EN 1992-1-1. В данном ТНПА содержатся указания, согласно которым прогибы перекрытий не должны превышать значений, которые могут привести к образованию трещин или разрушению других смежных элементов (каменных перегородок, остекления, отделки и т. д.). В связи с этим предельное значение относительных прогибов перекрытий при практически постоянном сочетании воздействий ограничивается величиной $l_{ef}/500$ (l_{ef} – расчетное значение пролета перекрытия). При этом указано, что в зависимости от чувствительности смежных элементов могут быть назначены и другие значения предельных прогибов перекрытий. Принятие значения предельного прогиба перекрытия, равного $l_{ef}/500$, при проектировании каркасных зданий с плоскими дисками перекрытий толщиной 200 мм ограничит шаг колонн до 4,5 м, а при шаге колонн 6 м потребует увеличения толщины перекрытия до 230 мм, что в свою очередь отразится на сечении и армировании вертикальных несущих элементов каркаса и фундаментах здания.

Каменная кладка из ячеистобетонных блоков автоклавного твердения обладает свойствами как набухания, так и усадки, граничные значения которых согласно ТКП 45-5.03-308-2017 «Каменные и армокаменные конструкции» находятся в пределах (+0,2)-(-0,4) мм/м. При набухании кладки обычно не возникает опасных ситуаций, связанных с образованием трещин в стенах. Причиной возникновения трещин в стенах, как правило, являются усадочные деформации, обусловленные высушиванием ячеистого бетона. В соответствии с СТБ EN 680 усадочные деформации кладки из ячеистобетонных блоков определяются при изменении влажности последних с 30 до 6 %. Согласно действующим ТНПА отпускная влажность ячеистого бетона по массе не должна превышать 35 %, в то время как равновесная весовая влажность в наружных стенах из ячеистых бетонов зданий с нормальным режимом эксплуатации устанавливается в пределах 4–6 %. При этом в нормативных документах отсутствуют значения максимальных усадочных деформаций каменной кладки, равно как и значения начальной влажности ячеистобетонных блоков, которые гарантируют целостность каменных стен при их эксплуатации. Можно

предположить, что усадочные деформации каменной кладки из ячеистобетонных блоков не должны превышать значений, установленных в нормативных документах по проектированию каменных конструкций. Согласно ТКП 45-5.03-308 предельное значение усадочных деформаций составляет 0,4 мм/м.

ЧИСЛЕННАЯ МОДЕЛЬ КАМЕННОГО ЗАПОЛНЕНИЯ КАРКАСА

С целью анализа напряженно-деформированного состояния (НДС), возникающего в стенах при усадке каменной кладки и прогибах поддерживающих перекрытий, был выполнен численный расчет методом конечных элементов (МКЭ) стен из ячеистобетонных блоков, установленных на железобетонном монолитном перекрытии. Расстановка и сечение связей в сопряжении стен с колоннами каркаса принимались в соответствии с типовыми техническими решениями, согласно которым сопряжения поэтажно опертых стен с колоннами каркаса осуществляются при помощи стальных анкерных пластин сечением не менее 100 мм², закрепляемых к колоннам каркаса распорными анкерами и размещаемых в утолщенных швах кладки с шагом не более 1 000 мм. Каменная кладка рассматривалась как гомогенный (однородный) материал, наделенный обобщенными деформационными характеристиками кладочных изделий и растворных швов, которые определялись по результатам предварительно выполненных испытаний образцов кладки при простых видах напряженного состояния [1]. В ходе расчета решались нелинейные контактные задачи с учетом трения и сцепления между каменной кладкой и железобетонной плитой перекрытия. Трением и сцеплением моделировался слой цементно-песчаного раствора между опорной плитой и каменной кладкой. Расчеты выполнялись МКЭ в среде вычислительного комплекса «ANSYS». В конечно-элементных моделях конечные элементы и модели материалов принимались из библиотеки программного комплекса. Рассматривалась стадия работы каменной кладки до образования в ней трещин при линейно-упругом деформировании материалов. Расчетному анализу подвергались стены габаритными размерами 6 000х3 000 мм, толщиной 400 мм. Усадочные деформации принимались равными граничному значению, установленному в ТКП 45-5.03-308 – 0,4 мм/м, что соответствует изменению весовой влажности кладки с 30 до

6 %. В ходе расчета варьировалась жесткость связевых элементов, а также значение коэффициента трения и сцепления между каменной кладкой и плитой перекрытия.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КАМЕННОГО ЗАПОЛНЕНИЯ КАРКАСА

При прогибе перекрытия максимальные значения главных растягивающих напряжений σ_1 в каменной кладке сплошного заполнения возникают, как правило, по границе зоны контакта кладки с перекрытием, при этом их траектории направлены под углом $\approx 20^\circ$ к горизонтальным растворным швам [2–4]. По мере приближения к середине пролета стены величина главных растягивающих напряжений снижается, а направление их траекторий совпадает с направлением горизонтальных растворных швов. При этом наиболее благоприятные условия для образования трещин создаются в области нижних углов стены на длине примерно 400 мм от ее краев. Образование трещин будет происходить, когда главные растягивающие напряжения превысят прочность кладки на растяжение вдоль горизонтальных растворных швов. Распределение контактных напряжений и траектории главных напряжений, возникающих в сплошном заполнении при прогибе перекрытия, показаны на рисунке 1.

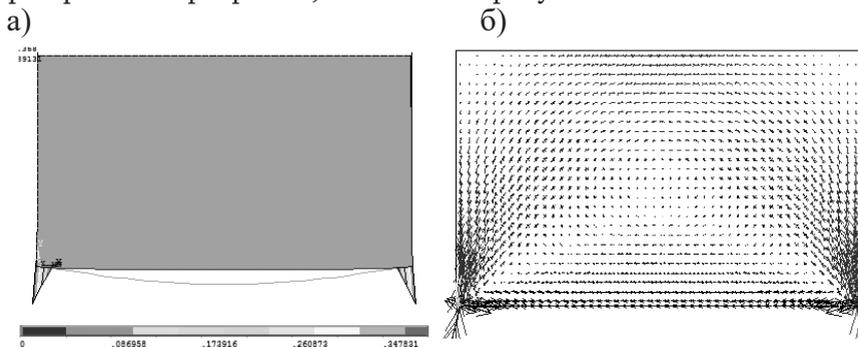


Рисунок 1. Напряженно-деформированное состояние сплошного заполнения: а) распределение контактных напряжений; б) траектории главных напряжений

В стене с дверным проемом максимальные главные растягивающие напряжения концентрируются в верхних углах проема, а их траектории направлены под углом примерно 45° к

горизонтальным раствором швам [5]. Главные растягивающие напряжения вблизи углов дверного проема достигают прочности кладки на растяжение практически сразу же после разрыва контакта стены с перекрытием, что подтверждается результатами экспериментальных исследований [5, 6]. Высокие значения главных растягивающих напряжений в направлении горизонтальных растворных швов возникают в нижней зоне надпроемного участка кладки. В зонах контакта стены с перекрытием также имеют место растягивающие напряжения, однако их значения существенно ниже, чем в угловых зонах проемов. Следует отметить, что наличие дверного проема приводит к снижению главных растягивающих напряжений (σ_1), возникающих в зонах контакта по сравнению со сплошной стеной. Величина максимальных главных растягивающих напряжений σ_1 в зоне контакта в стене с проемом составляет около 5–6 % от максимальной величины контактных сжимающих напряжений σ_c .

Траектории главных напряжений и характер трещинообразования в заполнении с дверным проемом при прогибе перекрытия показаны на рисунке 2.

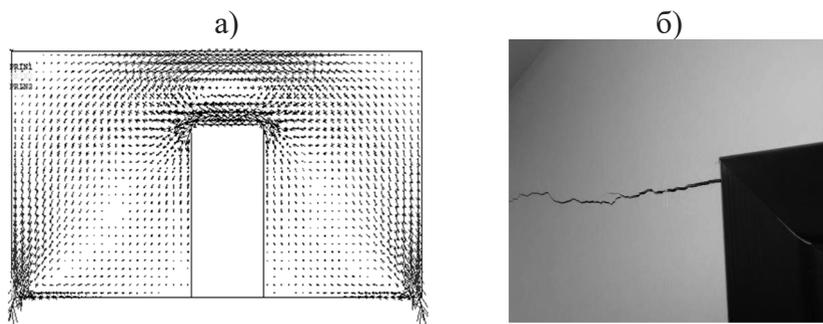


Рисунок 2. Напряженно-деформированное состояние заполнения с дверным проемом:

а) траектории действия главных напряжений; б) характер трещинообразования

Усадка каменной кладки вызывает в стене появление главных растягивающих напряжений σ_1 , траектории которых совпадают с направлением горизонтальных растворных швов. На рисунке 3а приведены палитры распределения главных растягивающих напряжений σ_1 в стене с центральным оконным проемом. Из

рисунка 3а следует, что при закреплении стен жесткими связями в каменной кладке возникают всплески напряжений σ_1 в местах установки связевых элементов. Если не принимать во внимание данный факт, то в стене с оконным проемом максимальные значения σ_1 наблюдаются в подоконном поясе каменной кладки по его верхней грани вблизи угла проема. Значения указанных напряжений в 2 раза превышают прочность кладки на растяжение по перевязанному сечению. Следовательно, при усадочных деформациях кладки 0,4 мм/м в стенах из ячеистобетонных блоков будут образовываться трещины, если сопряжение стен с каркасом осуществляется жесткими полосовыми связями. В стенах с оконными проемами наиболее подверженной трещинообразованию является подоконная область кладки, причем в ней ожидается появление вертикальных трещин, развивающихся от одного из нижних углов проема (рис. 3б).

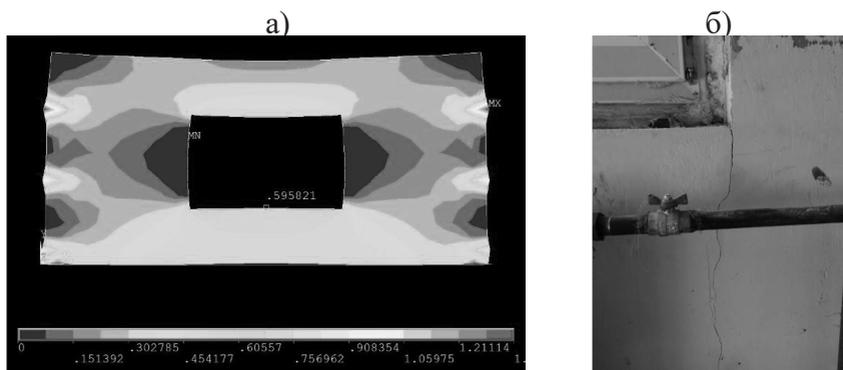


Рисунок 3. Напряженно-деформированное состояние заполнения с оконным проемом при усадке каменной кладки:
 а) распределение главных растягивающих напряжений;
 б) характер трещинообразования

Следует отметить, что достаточно высокий уровень главных растягивающих напряжений имеет место также и в надпроемном поясе стены, но он ниже, чем в подоконной зоне. В связи с этим представляется целесообразным армирование подоконного и надпроемного поясов каменной с помощью стальных или композитных сеток, размещаемых в горизонтальных растворных швах кладки. В рассматриваемом случае для исключения образования

в стенах усадочных трещин начальная весовая влажность ячеистобетонных блоков не должна превышать 15 %.

ОБСУЖДЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ЧИСЛЕННОГО АНАЛИЗА

Прогиб перекрытий, являющихся опорами для каменного заполнения, должен быть ограничен значением, при котором главные растягивающие напряжения в каменной кладке не превысят ее прочности на растяжение. Методика нормирования предельных прогибов перекрытия приведена в [7]. Расчетный анализ показывает, что при применении сплошного стенового заполнения из ячеистобетонных блоков на тонкослойных швах для неразрезных плит, работающих в одном или в двух направлениях, а также плит, опертых на колонны, при статическом расчете каркаса предельное значение прогиба может быть ограничено $1/300$ расчетного пролета. Для заполнения с проемами следует применять локальное армирование кладки сетками из композиционных материалов в местах ожидаемого образования трещин (области кладки вблизи зон контакта заполнения с перекрытием и у углов дверных проемов (рис. 4). Армирующие сетки должны размещаться так, чтобы направляющие их волокна по возможности совпадали с траекторией главных растягивающих напряжений, которые устанавливаются расчетным путем.

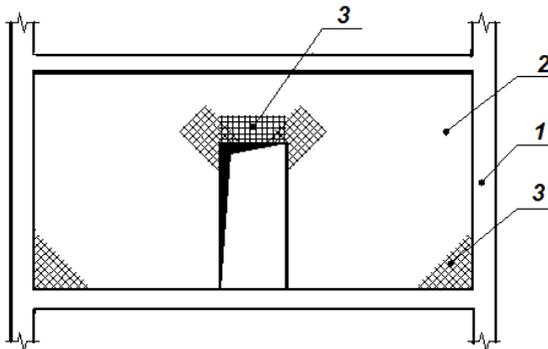


Рисунок 4. Схема размещения армирующих сеток:

1 – железобетонный каркас; 2 – стена; 3 – армирующие сетки

Следует избегать проектирования дверных проемов в центральной зоне стен. Если избежать этого невозможно, проемы

рекомендуется устраивать на всю высоту стены с последующим заполнением надпроемного пояса каменной кладкой таким образом, чтобы была обеспечена независимая деформация кладки стены и надпроемного пояса.

Величина коэффициента трения tga между поверхностями каменной кладки и перекрытия существенно сказывается на величине главных растягивающих напряжений σ_1 , возникающих в зонах контакта и углах дверного проема. На рисунке 5 показана зависимость « $\sigma_1/\sigma_{1(0)} - tga$ » при постоянном значении кривизны оси однопролетного перекрытия и соотношении размеров стены $L/H = 2$ ($\sigma_{1(0)}$ – главные растягивающие напряжения в угловой зоне дверного проема при $tga = 0$).

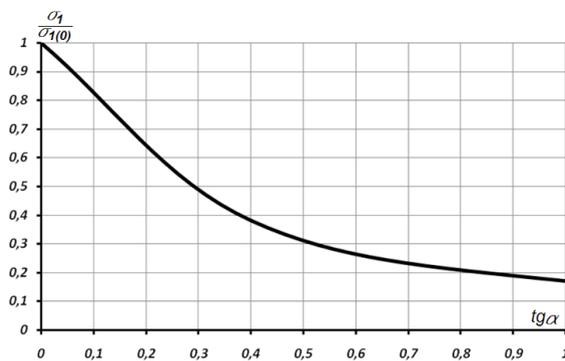


Рисунок 5. График зависимости « $\sigma_1/\sigma_{1(0)} - tga$ »

Из рисунка 5 следует, что при увеличении коэффициента трения tga от 0 (бесфрикционный контакт) до 1 главные растягивающие напряжения σ_1 в угловой зоне дверного проема снижаются примерно в 5 раз. Одновременно происходит падение главных растягивающих напряжений, действующих в зоне контакта.

В европейской практике строительства каркасных зданий между опорным диском перекрытия и заполнением, как правило, устраивается разделительный слой из пленочного материала, позволяющий обеспечить отрыв заполнения от перекрытия при его прогибе [8]. В то же время снижение растягивающих напряжений в заполнении происходит при увеличении коэффициента трения в зоне контакта каменной кладки с перекрытием. Поэтому при устройстве разделительного слоя его не рекомендуется выполнять на концевых участках заполнения.

Расчеты показали, что при воздействии усадки величина главных растягивающих напряжений в каменной кладке нелинейно зависит от жесткости узлов сопряжения стены с вертикальными элементами каркаса (рис. 6).

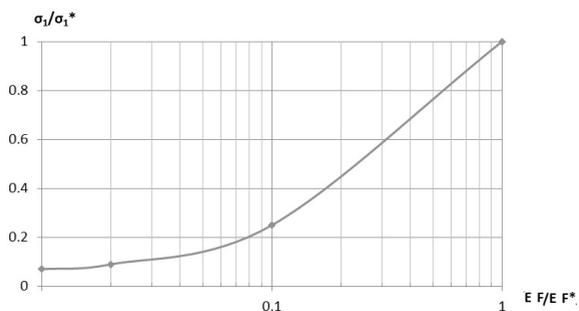


Рисунок 6. График зависимости « $\sigma_1/\sigma_1^* - E/E^*$ » ($E F^*$ – линейная жесткость полосовой связи сечением 100 мм², σ_1^* – соответствующее максимальное значение главных растягивающих напряжений в стене)

Из рисунка 4 следует, что каменное заполнение с вертикальными элементами каркаса должно сопрягаться при помощи связей, которые обеспечивают его устойчивость из плоскости стены, но при этом связи должны быть достаточно податливыми в плоскости стены.

В европейской практике строительства каркасных зданий к колоннам каркаса заполнение крепится с помощью перфорированных анкерных пластин, размещаемых в швах кладки. Данные связевые элементы работают по принципу пружин, препятствуя перемещениям заполнения из плоскости рамы и обеспечивая свободу деформаций кладки в плоскости заполнения (рис. 7) [8].

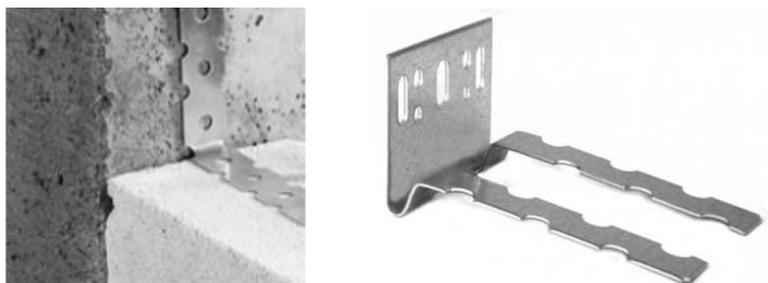


Рисунок 7. Связевые элементы в сопряжении заполнения с колонной каркаса

Численный анализ показывает, что в случае сопряжения стенового заполнения с каркасом при помощи податливых связей и устройства разделительного слоя между каменной кладкой и плитой перекрытия риск образования в стенах трещин, вызванных усадочными деформациями кладки и прогибом перекрытия, снижается.

ВЫВОДЫ

1. Прогиб перекрытий, являющихся опорами для каменного заполнения, должен быть ограничен значением, при котором главные растягивающие напряжения в каменной кладке не превысят ее прочности на растяжение. При статическом расчете каркаса для стенового заполнения из ячеистобетонных блоков, опирающегося на неразрезные плиты, работающих в одном или в двух направлениях, а также плиты, опертые на колонны, предельное значение прогиба следует ограничивать $1/300$ расчетного пролета.
2. Сопряжение каменной кладки с каркасом следует осуществлять при помощи связей, обеспечивающих свободу деформаций кладки в плоскости стен, но препятствующих ее перемещениям из плоскости рамы. Между опорным диском перекрытия и заполнением рекомендуется устраивать разделительный слой из одного или двух слоев пленочного материала. Разделительный слой не следует выполнять на концевых участках заполнения длиной 400 мм.
3. В стенах проемов рекомендуется выполнять армирование подоконного и надпроемного поясов каменной кладки стальными или композитными сетками. Армирующие сетки должны размещаться так, чтобы направляющие их волокон по возможности совпадали с траекторией главных растягивающих напряжений, которые устанавливаются расчетным путем. Требуется избегать проектирования дверных проемов в центральной зоне стен. Если избежать этого невозможно, проемы рекомендуется устраивать на всю высоту стены с последующим заполнением надпроемного пояса каменной кладкой таким образом,

чтобы была обеспечена независимая деформация кладки стены и надпроемного пояса.

4. При возведении каменной кладки необходимо применять кладочные изделия с минимально возможной весовой влажностью. Ячеистобетонные блоки на строительной площадке, а также каменную кладку в период возведения следует предохранять от увлажнения атмосферными осадками.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Деркач, В. Н. Деформационные характеристики каменной кладки в условиях плоского напряженного состояния / В. Н. Деркач // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 2 (40). – С. 3–11.
2. Деркач, В. Н. Трещиностойкость каменных перегородок / В. Н. Деркач, Р. Б. Орлович // Жилищное строительство. – 2012. – № 8. – С. 34–37.
3. Деркач, В. Н. Исследования напряженно-деформированного состояния каменных перегородок при прогибе перекрытия / В. Н. Деркач // Промышленное и гражданское строительство. - 2013. - № 6. - С. 62–66.
4. Brameshuber, W. Untersuchungen zur Vermeidung von Rißschäden bei nichttragenden Trennwänden / W. Brameshuber, I. Beer, Kang Bong-Gu // Mauerwerk. – 2007. – № 11. Heft 1. – P. 54–62.
5. Деркач, В. Н. Экспериментальные исследования каменных перегородок с дверным проемом при прогибе перекрытия // Строительство и реконструкция. – 2013. – № 4 (48). – С. 14–22.
6. Kania, T. Analiza przyczyn pekania scian dzialowych w nowooddanym wysokim budynku mieszkalnym w Warszawie / T. Kania [etc.] // XXV Konferencja Naukowa-Techniczna. Miedzydroje, 24–27 maja, 2011. – P. 443–450.
7. Деркач, В. Н. Нормирование предельных значений прогибов конструкций, являющихся опорами каменных стен и перегородок / В. Н. Деркач // Проблемы современного бетона и железобетона: сб. науч. тр. / Министерство

- архитектуры и строительства. РУП «Институт БелНИИС». – Минск: Издатель А. Н. Варакин, 2014. – Вып. 6. – С. 90–97.
8. Деркач, В. Н. Сопряжение каменного заполнения каркасных зданий с конструкциями каркаса / В. Н. Деркач // Архитектура и строительство. – 2015. – № 1. – С. 14–16.

Статья поступила: 26.11.2018

REFERENCES

1. Derkach V. N. *Stroitelstvo i rekonstruktsiya*. 2012. No. 2 (40). Pp. 3–11. (rus)
2. Derkach V. N., Orlovich R. B. *Zhilishchnoye stroitelstvo*. 2012. No. 8. Pp. 34–37. (rus)
3. Derkach V. N. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitelstvo*. 2013. No. 6. Pp. 62–66. (rus)
4. Brameshuber W., Beer I., Bong-Gu Kang Untersuchungen zur Vermeidung von Rißschäden bei nichttragenden Trennwänden // *Mauerwerk*. 2007. No. 11. Heft 1. Pp. 54–62.
5. Derkach V. N. *Stroitelstvo i rekonstruktsiya*. 2013. No. 4 (48). Pp. 14–22. (rus)
6. Kania T. Analiza przyczyn pekania scian dzialowych w nowooddanym wysokim budynku mieszkalnym w Warszawie // XXV Konferencja Naukowa-Techniczna. Miedzzydroje, 24–27 maja, 2011. Pp. 443–450.
7. Derkach V. N. *Problemy sovremennogo betona i zhelezobetona: Collected Research Papers Annual*. Minsk. 2014. Vol. 6. Pp. 90–97. (rus)
8. Derkach V. N. *Arhitektura i stroitelstvo*. 2015. No. 1. Pp. 14–16. (rus)

Received: 26.11.2018