

РАЗДЕЛ II. ЭКОНОМИКА И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 692.21

ПУТИ ПОВЫШЕНИЯ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С КАМЕННЫМ ЗАПОЛНЕНИЕМ

В. Н. ДЕРКАЧ¹

¹ д. т. н., доцент, директор филиала Республиканского унитарного предприятия
«ИНСТИТУТ БелНИИС» – «Научно-технический центр»
г. Брест Республика Беларусь

Аннотация. Повышения экономической эффективности каркасных зданий с каменным заполнением можно добиться путем включения в совместную работу каркаса здания и каменной кладки. Совместная работа пространственного железобетонного каркаса с каменной кладкой наиболее полно реализуется в каркасных зданиях, при строительстве которых применяется технология опережающего возведения каменного заполнения. Включению каменной кладки стен в совместную работу с железобетонным каркасом приводит к повышению трещиностойкости стен и снижению материалоемкости каркаса. В статье выполнен анализ требований проекта Еврокода 6 к проектированию каменного заполнения, работающего совместно с железобетонным каркасом. Выполнен анализ методики проверки предельных состояний несущей способности при сжатии, сдвиге и изгибе каркасно-каменных стен, а также требований по их конструированию. Указано на необходимость проведения экспериментально-теоретических исследований каркасно-каменных стен, выполненных с применением кладок из эффективных кладочных изделий, выпускаемых предприятиями Республики Беларусь и разработки национального научно-обоснованного регламента по проектированию конструктивных систем каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения.

Ключевые слова: каркасные здания, конструктивные системы, каменное заполнение, сопротивление силовым воздействиям, совместная работа с каркасом.

WAYS TO INCREASE THE ECONOMIC EFFICIENCY OF FRAME BUILDINGS WITH MASONRY FILLING

V. DERKATCH¹

¹ Doctor of Technical Sciences, assistant professor, the head of the branch of the
Republican Unitary Enterprise "Institute BelNIIS" – "Scientific and Technical Center"
Brest Republic of Belarus

Abstract. An increase in the economic efficiency of frame buildings with masonry filling can be achieved by including the building frame and masonry in the joint work. The joint work of a spatial reinforced concrete frame with masonry is most fully realized in frame buildings, in the construction of which the technology of advanced construction of masonry filling is used. The inclusion of masonry walls in collaboration with a reinforced concrete frame leads to an increase the crack resistance of the walls and a decrease the material consumption of the frame. The article analyzes the requirements of the Eurocode 6 project for the design of a masonry filling working together with a reinforced concrete frame. The analysis of the methodology for checking the limit states of load-bearing capacity during compression, shear and bending of frame-masonry walls, as well as the requirements for their design, is carried out. It is pointed out that it is necessary to conduct experimental and theoretical studies of frame-masonry walls made with the use of masonry from effective masonry products manufactured by enterprises of the Republic of Belarus and the development of national scientifically-based regulations for the design of structural systems of frame buildings with advanced construction of masonry filling.

Keywords: frame buildings, structural systems, masonry filling, resistance to force influences, joint work with the frame.

Введение.

Спрос на жилые и общественные здания с высокими потребительскими свойствами, а также потребность в разнообразных архитектурных формах обусловили в странах СНГ и за рубежом

большие объемы строительства каркасных зданий с каменным заполнением. Современные каркасные здания с каменным заполнением являются сложными многоэлементными системами, включающими конструктивные элементы с различными прочностными и деформационными характеристиками. По характеру взаимодействия каркаса с каменным заполнением указанные здания подразделяют на две конструктивные системы: с опережающим возведением каркаса (здания I типа) и опережающим возведением каменного заполнения (здания II типа).

При проектировании каркасных зданий I типа в качестве несущих конструкций рассматривают железобетонные элементы каркаса. Каменное заполнение выполняет ограждающие функции, а в расчетах каркаса учитывается в виде постоянного вертикального воздействия. С этой целью между элементами каркаса и заполнением устраивают деформационные швы, а каменную кладку с каркасом сопрягают с помощью специальных соединительных изделий. Указанные здания получили доминирующее развитие в современной строительной практике.

Одним из путей повышения экономической эффективности каркасных зданий является использование эффекта совместной работы пространственного железобетонного каркаса и каменной кладки, заполняющей его ячейки, который реализуется в случае плотного и прочного контакта между каменным заполнением и элементами каркаса по всем плоскостям их сопряжения. Требуемый контакт между заполнением и элементами каркаса можно обеспечить на основе технологии строительства, применяемой для каркасных зданий II типа, когда выполнение кладки стен в пределах каждого этажа опережает устройство каркаса. Каменная кладка в этом случае используется в качестве опалубки для колонн каркаса и опор для ригелей и плит перекрытий. Вследствие этого стены воспринимают большую часть воздействий от собственного веса вышележащих конструкций, а также от функциональных воздействий на перекрытия. Поскольку в этом случае на железобетонные стойки каркаса приходится лишь часть вертикальных усилий, отпадает необходимость в устройстве для них отдельных фундаментов. Усадка бетона железобетонных элементов, обрамляющих кладку стен, вызывает в ней двухосное сжатие. При этом сжимающие напряжения в каменной кладке от усадки бетона могут достигать 0,2–0,3 МПа. Совместная работа каменной кладки с каркасом приводит к снижению внутренних усилий в вертикальных элементах каркаса, а за счет обжатия кладки к одновременному повышению сопротивления заполнения сдвигающим усилиям и изгибу, которые имеют место при горизонтальных воздействиях в плоскости стен и перпендикулярно их поверхности. В результате возрастает трещиностойкость стенового заполнения, снижается материалоемкость железобетонного каркаса, а также повышается общая устойчивость здания вследствие уменьшения расчетной высоты каменной кладки, заключенной в железобетонную обвязку. Обвязочные железобетонные элементы, соединенные с каменной кладкой, предотвращают хрупкое разрушение последней и являются эффективным способом защиты здания от прогрессирующего разрушения при особых воздействиях.

В результате рассмотренных особенностей работы каркасных зданий при различных видах силовых воздействий расход металла на армирование элементов каркаса в зданиях II типа оказывается значительно меньшим, чем в зданиях I типа.

Экспериментально-теоретические исследования совместной работы железобетонного каркаса с каменной кладкой, заполняющей его ячейки, проводились в СССР и за рубежом. Результаты этих исследований нашли отражение в нормативных документах и специальных публикациях, которые в основном были посвящены повышению сейсмостойкости каркасных зданий [1–7]. В последнее время, благодаря развитию строительных технологий, конструктивные системы каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения находят все более широкое применение в традиционном гражданском строительстве зданий малой и средней этажности.

Особенности конструирования каркасно-каменных стен.

Каменные стены, заключенные в железобетонный каркас, называют каркасно-каменными или комплексными стенами. Каркасно-каменная стена состоит из каменной кладки, а также из обрамляющих ее горизонтальных и вертикальных железобетонных элементов (рис. 1).

Обрамляющие каменную кладку вертикальные железобетонные элементы, играют роль колонн традиционного каркасного здания, и отличаются от них тем, что имеют гораздо меньшие размеры поперечного сечения и бетонируются после возведения стены. Опорой горизонтальные железобетонные элементы (монолитные железобетонные перекрытия, обвязки, ригели) является каменная кладка стен и вертикальные железобетонные элементы.

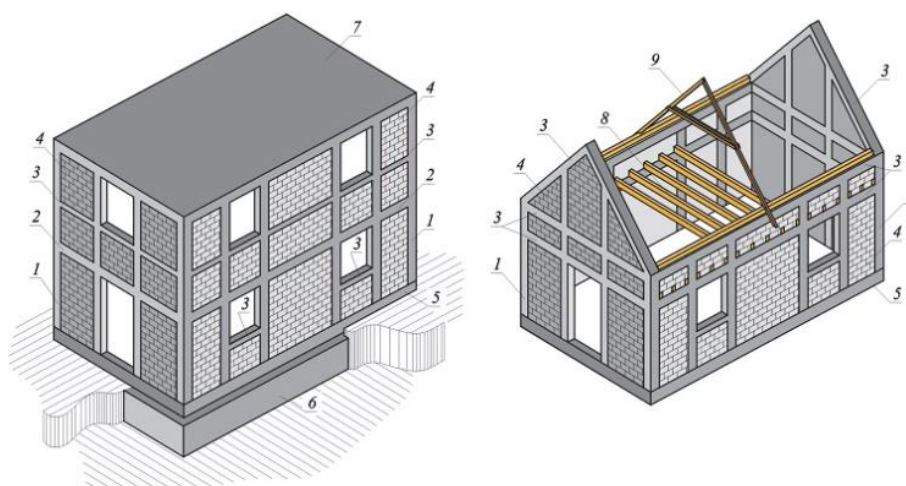


Рисунок 1 – Схема каркасно-каменных зданий [8]:

1 – вертикальные элементы (стойки); 2 – горизонтальные элементы (обвязочные балки, монолитные железобетонные перекрытия); 3 – обвязка проемов и фронтона; 4 – каменная кладка; 5 – цокольная обвязка; 6 – фундамент; 7 – железобетонное перекрытие; 8 – деревянное перекрытие; 9 – стропильная система

Общие указания по проектированию каркасно-каменных стен приводятся в EN 1996-1-1 [9]. Согласно [9] стены из каменной кладки должны обрамляться вертикальными и горизонтальными железобетонными элементами таким образом, чтобы было обеспечено полное силовое взаимодействие каменных стен с каркасом здания. Контакт между каменной кладкой и вертикальными элементами каркаса (стойками) реализуется с помощью шпонок, которые формируются в процессе возведения стен (рис. 2, а), а также путем использования арматурных стержней или сеток уложенных в горизонтальные швы кладки и заводимых в тело колонн каркаса (рис. 2, б, в). Шпоночное соединение устраивают в случае применения в каменной кладке кладочных изделий группы 1 и группы 2. В качестве арматуры, соединяющей каменную кладку со стойками каркаса применяют арматурные стержни $\phi \geq 6$ мм, располагаемые по высоте колонны с шагом не более 300 мм. Арматурные стержни и сетки должны быть надежно заанкерены в бетоне стоек. В случае недостаточных размеров поперечного сечения стоек, анкеровка арматурных изделий выполняется при помощи прямых или угловых крючков.

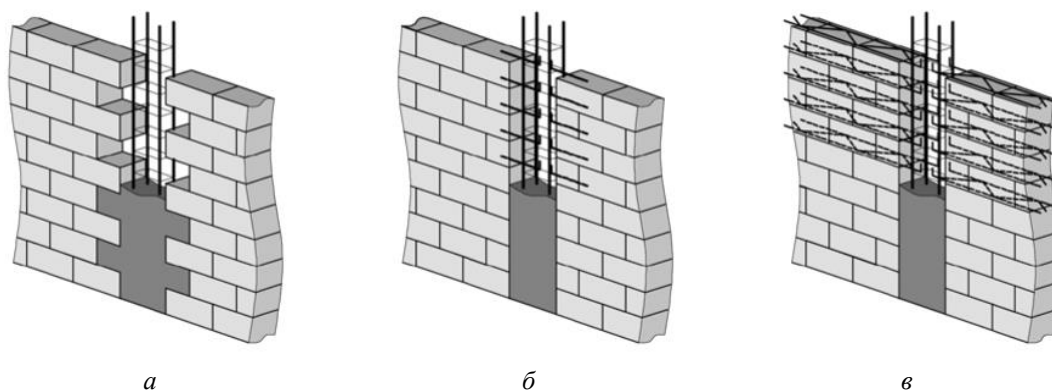


Рисунок 2 – Способы сопряжения каменных стен с железобетонными стойками [10]:

а – шпоночное соединение; б – с помощью арматурных стержней;
в – с помощью сеток армирования горизонтальных растворных швов

Железобетонные стойки следует размещать в местах пересечения несущих стен и по обе стороны от проемов, площадь которых превышает $1,5 \text{ м}^2$. По вертикали раскрепление стен железобетонными элементами выполняется в уровне каждого этажа. Дополнительные раскрепляющие элементы рекомендуется устанавливать в стенах, пролет которых в вертикальном и горизонтальном направлениях превышает 4 м (рис. 3).

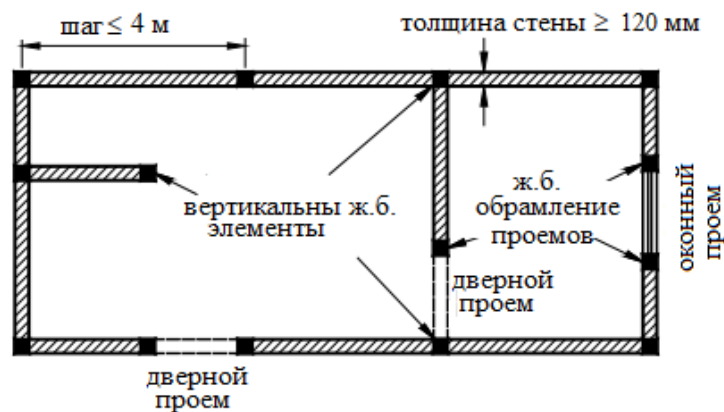


Рисунок 3 – Схема расположения железобетонных стоек

Раскрепляющие железобетонные элементы должны иметь площадь поперечного сечения не менее $0,002 \text{ м}^2$, при наименьшем размере в плоскости стены 150 мм. Площадь сечения продольной арматуры железобетонных элементов должна составлять не менее 0,8 % площади поперечного сечения элемента и не менее 200 мм^2 . Железобетонные стойки рекомендуется армировать четырьмя продольными стержнями $\phi \geq 8 \text{ мм}$ и хомутами $\phi \geq 6 \text{ мм}$, устанавливаемыми с шагом не более 300 мм (рис. 4).

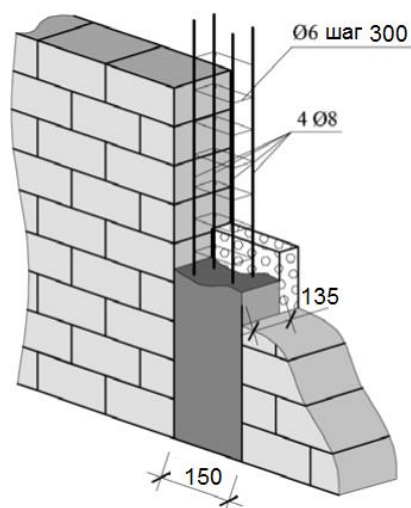


Рисунок 4 – Минимальные размеры поперечных сечений бетона и арматуры железобетонных стоек [10]

В общем случае армирование вертикальных и горизонтальных железобетонных элементов выполняют в соответствии с действующими нормами по проектированию железобетонных конструкций.

Проверка предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен.

В [9] отсутствуют конкретные указания касающиеся расчета сопротивлений силовым воздействиям каркасно-каменных стен. Такие указания содержатся в проекте нового Еврокода 6 [11]. В [11] каркасно-каменные стены рассматриваются как единая комбинированная конструкционная система («Composite structure» – англ., «Verbundkonstruktion» – нем.). Проверка предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен производится отдельно для эффектов воздействий вызываемых вертикальной нагрузкой, а также горизонтальной нагрузкой, действующей в плоскости стены и перпендикулярно ее поверхности. В [11] приводится методика расчета каркасно-каменных стен, как вертикально нагруженных стен, стен работающих на сдвиг, а также стен при одновременном действии изгибающих моментов и вертикальных усилий. Первая методика касается расчета несущих стен, а две последние – стен диафрагм жесткости. Расчет каркасно-каменных стен, подверженных действию нагрузки перпендикулярно их поверхности, рекомендуется выполнять, как обычных стен из каменной кладки. Требова-

ния [11] не распространяются на каркасно-каменные стены кладка которых выполнена из кладочных изделий группы 4.

Проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен при действии вертикальной нагрузки производят из условия:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (1)$$

где N_{Ed} – расчетное значение вертикального усилия в каркасно-каменной стене;

N_{Rd} – расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сжатию.

Расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сжатию определяют по формуле (2).

$$N_{Rd} = \Phi \cdot (f_d \cdot A_t + \sum A_s \cdot f_{yd}), \quad (2)$$

где Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки согласно [9];

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки;

A_t – площадь поперечного сечения стены, включающая площадь поперечного сечения обрамляющих кладку железобетонных стоек;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры железобетонной стойки;

f_{yd} – расчетное значение прочности арматуры.

Проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен проводят также как и для обычных несущих стен в трех сечениях по высоте стены: в верхнем, среднем и нижнем.

Проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен в случае действия сдвигающих усилий выполняют из условия:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (3)$$

где V_{Ed} – расчетное значение сдвигающего усилия в каркасно-каменной стене;

V_{Rd} – расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сдвигу.

Расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены сдвигу определяют по формуле (4).

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot d \leq 0,3 \cdot f_d \cdot t \cdot d, \quad (4)$$

где f_{vd} – расчетное значение прочности на сдвиг каменной кладки;

t – высота поперечного сечения каменной кладки;

d – ширина поперечного сечения каменной кладки увеличенная на 1,5 ширины поперечного сечения вертикального железобетонного элемента, b (см. рис. 5).

При одновременном действии изгибающих моментов и вертикальных усилий проверку предельного состояния несущей способности каркасно-каменных стен выполняют из условия:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (5)$$

где M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента в каркасно-каменной стене;

M_{Rd} – расчетное значение сопротивления изгибу поперечного сечения стены.

Расчетное значение сопротивления поперечного сечения стены изгибу определяют по формуле (6). При этом значение M_{Rd} устанавливают относительно центра тяжести сжатой зоны поперечного сечения каркасно-каменной стены (рис. 5).

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,4x) + N_{Ed} \cdot \left(\frac{l}{2} - 0,4x\right). \quad (6)$$

Высоту сжатой зоны, x , определяют из условия равенства нулю суммы продольных усилий, действующих в поперечном сечении стены:

$$x = \frac{N_{Ed} + A_s \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot \eta_f \cdot f_d}, \quad (7)$$

где η_f – коэффициент приведения эпюры сжимающих напряжений к прямоугольной форме. В случае железобетонных обвязочных элементов $\eta_f = 1$.

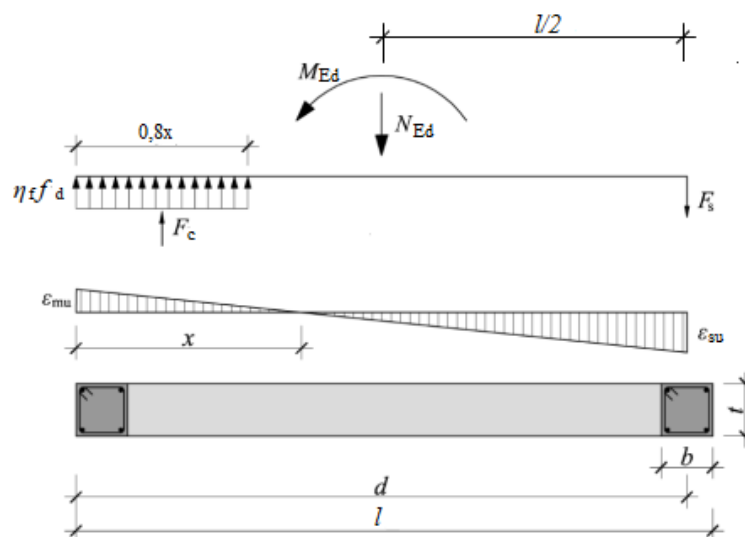


Рисунок 5 – Схема распределения напряжений и относительных деформаций в поперечном сечении каркасно-каменной стены при одновременном действии изгибающих моментов и вертикальных сил [11]

Обсуждение методики проектирования каркасно-каменных стен.

Указания EN 1996-1-1, касающиеся расположения железобетонных раскрепляющих элементов на расстоянии ≤ 4 м, являются более жесткими, чем указания EN 1998-1 [12] или рекомендации [13], которые регламентируют требования к проектированию сейсмостойких конструкций. Согласно [11] расстояние между раскрепляющими железобетонными элементами в каркасно-каменных стенах не должно превышать 5 м. В соответствии с [13] расстояние между железобетонными стойками зависит от этажности здания и не должно превышать 4,5–6 м. Более жесткие требования EN 1996-1-1, касающиеся расстояния между железобетонными раскрепляющими элементами, относительно норм по сейсмостойкому строительству объясняется тем, что исследования работы каркасно-каменных стен в основном были сосредоточены на сейсмических воздействиях. При действии статических нагрузок таких исследований выполнено значительно меньше. При этом, в отличие от норм по сейсмостойкому строительству, EN 1996-1-1 не ограничивает применение в кладке каркасно-каменных стен кладочных изделий и растворов в зависимости от их прочностных показателей. Ограничения касаются только кладочных изделий группы 4, которые не допускаются для возведения каркасно-каменных стен. Следовательно, выпускаемые в Республике Беларусь кладочные изделия: керамические, включая поризованные, силикатные, ячеистобетонные, керамзитобетонные могут применяться при возведении несущих стен каркасных зданий II типа. Кладка при этом может вестись на стандартных и тонкослойных швах, с заполнением и без заполнения раствором вертикальных швов. Необходимые для проектирования каркасно-каменных стен значения прочностных и деформационных характеристик каменных кладок из кладочных изделий, выпускаемых в Республике Беларусь, приводятся в национальных нормах [14].

Из формулы (2) следует, что при расчете сопротивления каркасно-каменной стены сжатию прочность бетона железобетонных стоек не учитывается. Площадь бетона стоек заменяется площадью каменной кладки, а увеличение сопротивления каркасно-каменной стены сжатию происходит исключительно за счет сопротивления сжатию продольной арматуры железобетонных стоек. В отличие от обычных каменных стен, для которых при расчете сопротивления сжатию анализируется участок каменной кладки шириной 1 м, расчет N_{Rd} каркасно-каменной стены производят для всего поперечного сечения стены, включая железобетонные стойки.

Нетрудно показать, что N_{Rd} каркасно-каменной стены длиной 4 м, выполненной из ячеистобетонных изделий нормируемой прочностью на сжатие $f_b = 2,5$ МПа, стойки которой армированы четырьмя стержнями $\phi 16$ S500, эквивалентно N_{Rd} обычной стены из ячеистобетонных изделий нормируемой прочностью на сжатие $f_b \approx 5$ МПа.

При расчете сопротивления сдвигу V_{Rd} каркасно-каменной стены предполагается, что вся площадь поперечного сечения кладки сжата, при этом прочность бетона и арматуры железобетонных элементов в расчетах V_{Rd} не учитывают (формула 4). Принимается, что сопротивление

сдвигу каркасно-каменной стены равно сопротивлению сдвигу сечения каменной кладки, площадь которого увеличена на 1,5 площади поперечного сечения железобетонной стойки. Таким образом, значение V_{Rd} каркасно-каменной стены определяется расчетным значением прочности на сдвиг каменной кладки f_{vd} , которое ограничивается величиной равной $0,3f_d$.

Сопротивление каркасно-каменной стены сдвигу, рассчитанное по формуле (4), ассоциируется со сдвигом каменной кладки в плоскости горизонтальных растворных швов. Это справедливо, если каменная кладка выполнена из прочных кладочных изделий. В случае применения для каменной кладки ячеистобетонных, керамзитобетонных изделий или пустотных поризованных керамических изделий разрушение каркасно-каменных стен при сдвиге может быть обусловлено действием главных напряжений, значения и траектории которых рекомендуется устанавливать на основе расчета методом конечных элементов (МКЭ) пространственной модели здания.

Требование по размещению железобетонных стоек по граням проемов, площадь которых превышает $1,5 \text{ м}^2$, существенно ограничивает возможности объемно-планировочных решений здания в части расположения в каркасно-каменных стенах дверных и оконных проемов.

Наличие проемов в стене снижает сдвиговую жесткость каркасно-каменной стены и ее трещиностойкость вследствие возникновения главных растягивающих напряжений в углах проемов (рис. 6).

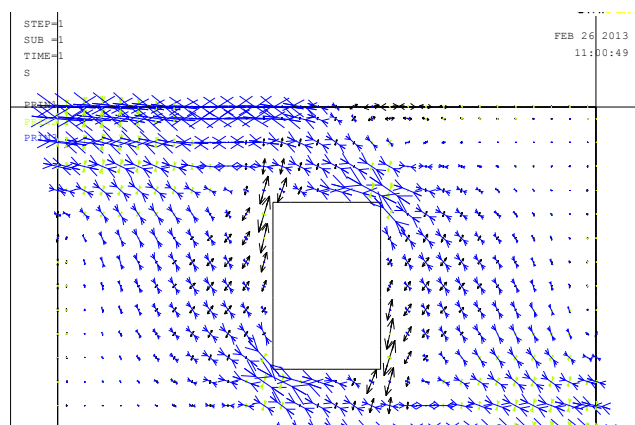


Рисунок 6 – Траектории главных напряжений в стене с оконным проемом

Следует отметить, что обрамление железобетоном проемов обычно применяют при строительстве каркасно-каменных зданий в сейсмоопасных районах. Согласно [15] обрамление железобетоном проемов в несущих каменных стенах требуется если ширина проема превышает 3,5 м, 3 м и 2,5 м при расчетной сейсмичности соответственно 7, 8 и 9 баллов. Экспериментально-теоретические исследования совместной работы каркаса с каменным заполнением [16] показывают, что влиянием заполнения на сдвиговую жесткость каркаса можно пренебречь, если площадь дверного проема превышает 20 %, а оконного проема 30 % площади каркасно-каменной стены. При этом на сдвиговую жесткость каркаса существенно влияет положение дверного проема относительно грани заполнения, на которую передается сдвигающая нагрузка.

В условиях Республики Беларусь для каркасно-каменных зданий высотой до семи этажей достаточным может быть усиление каменной кладки в зоне проемов путем ее поверхностного армирования сетками из композиционных материалов или установкой стальных арматурных сеток в горизонтальных растворных швах, если площадь проемов не превышает 20 % площади каркасно-каменной стены. В противном случае потребуется обрамление проема железобетонными стойками. Однако такой подход к конструированию каркасно-каменных стен требует экспериментального и теоретического обоснования.

Выводы.

На основании изложенного можно заключить, что при строительстве каркасных зданий малой и средней этажности применение технологии опережающего возведения каменного заполнения является целесообразным и экономически обоснованным. Включение в совместную работу с каркасом каменной кладки приводит к снижению внутренних усилий в вертикальных элементах каркаса и одновременному повышению сопротивления заполнения сдвигающим усилиям и изгибу, в результате чего повышается трещиностойкость стенового заполнения и

снижается материалоемкость железобетонного каркаса. Сдерживающее влияние на внедрение в отечественной строительной практике конструктивных систем каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения оказывает отсутствие нормативных документов, регламентирующих правила проектирования таких зданий. Для разработки национального научно-обоснованного регламента по проектированию конструктивных систем каркасных зданий с опережающим возведением каменного заполнения требуется проведение экспериментально-теоретических исследований каркасно-каменных стен, выполненных с применением кладок из эффективных кладочных изделий, выпускаемых предприятиями Республики Беларусь.

Литература:

1. Измайлов, Ю. В. Сейсмостойкость каркасно-каменных зданий / Ю. В. Измайлов. – Кishinev: Карта Молдовеняскэ, 1975. – 310 с.
2. Поляков, С. В. Каменная кладка в каркасных зданиях / С. В. Поляков. – М: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1956. – 189 с.
3. Поляков, С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий / С. В. Поляков. – М: Высшая школа, 1983. – 304 с.
4. Baran, M. Experimental Study on Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Precast Concrete Panel / M. Baran, T. Tankut // *ACI Structural Journal*. – 2011. – № 3. – P. 227 – 237.
5. Pujol, S. Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures / S. Pujol [etc.] // *The 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12–17, 2008 / International Association for Earthquake Engineering (IAEE)*. – Beijing, 2008. – P. 1 – 8.
6. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings / FEMA-274. Applied Technology Council. – Washington, 1999. – 509 p.
7. Federal Emergency Management Agency. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic procedures manual / FEMA-306. Applied Technology Council. – Washington, 1998. – 250 p.
8. Mury skřepowane – ustalenia ogólne i normowe [Электронный ресурс].–Режим доступа: <https://www.piib.org.pl/inzynier-budownictwa>. – Дата доступа: 20.04.2023
9. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk: EN 1996-1-1:2005. – Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2005. – 127 p.
10. Drobiec, L. Konstrukcje Murowe wedlug Eurokodu 6 i norm zwiazanych / L. Drobiec, R. Jasin-ski, A. Piekarczyk. – Warszawa: Wydawnictwo naukowe PWN, 2013. – 692 p.
11. Eurocode 6: Desing of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Final draft: prEN 1996-1-1. – Brussels, 2019. – 131 p.
12. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings: EN 1998-1. – Brussels, 2005. – 225 p.
13. Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings: Confined Masonry Network A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE With funding support from Risk Management Solutions, 2011. – 90 p.
14. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования: СП 5.02-01.– 2020.– Введ.1.04.2021.– Минск: МАиС, 2020.– 117 с.
15. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП 11-7-81*: СП 14.13330.2018. – Введ.25.11.2018.– М: Стандартинформ, 2018.– 115 с.
16. Деркач, В. Н. Экспериментальные исследования влияния каменного заполнения на сдвиговую жесткость каркасов зданий / В. Н. Деркач, Р. Б. Орлович // *Промышленное и гражданское строительство*. – 2014. – № 11. – С. 53 – 57.

References:

1. Izmajlov, YU. V. Sejsmostojkost' karkasno-kamennyh zdaniy [Seismic resistance of frame-stone buildings] / YU. V. Izmajlov. – Kishinev: Kartya Moldovenyaske, 1975. – 310 p. (rus).

2. Polyakov, S. V. Kamennaya kladka v karkasnyh zdaniyah [Masonry in frame buildings] / S. V. Polyakov. – M: Gosudarstvennoe izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu i arhitekture, 1956. – 189 p. (rus).
3. Polyakov, S. V. Sejsmostojkie konstrukcii zdaniy [Seismic resistance structures of buildings] / S. V. Polyakov. – M: Vysshaya shkola, 1983. – 304 p. (rus).
4. Baran, M. Experimental Study on Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Precast Concrete Panel / M. Baran, T. Tankut // *ACI Structural Journal*. – 2011. – № 3. – P. 227 – 237.
5. Pujol, S. Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures / S. Pujol [etc.] // *The 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12–17, 2008 / International Association for Earthquake Engineering (IAEE)*. – Beijing, 2008. – P. 1 – 8.
6. Federal Emergency Management Agency. NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings / FEMA-274. Applied Technology Council. – Washington, 1999. – 509 p.
7. Federal Emergency Management Agency. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic procedures manual / FEMA-306. Applied Technology Council. – Washington, 1998. – 250 p.
8. Mury skrzepowane – ustalenia ogólne i normowe [Elektronnyj resurs]. – Rezhim dostupa: <https://www.piib.org.pl/inzynier-budownictwa>. – Data dostupa: 20.04.2023
9. Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk: EN 1996-1-1:2005. – Berlin: Deutsches Institut für Normung, 2005. – 127 p.
10. Drobiec, L. Konstrukcje Murowe wedlug Eurokodu 6 i norm zwiazanych / L. Drobiec, R. Jasinski, A. Piekarczuk. – Warszawa: Wydawnictwo naukowe PWN, 2013. – 692 p.
11. Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Final draft: prEN 1996-1-1. – Brussels, 2019. – 131 p.
12. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings: EN 1998-1. – Brussels, 2005. – 225 p.
13. Seismic Design Guide for Low-Rise Confined Masonry Buildings: Confined Masonry Network A Project of the World Housing Encyclopedia, EERI & IAEE With funding support from Risk Management Solutions, 2011. – 90 p.
14. Kamennye i armokamennye konstrukcii [Stone and reinforced masonry structures]. Stroitel'nye normy proektirovaniya: SP 5.02-01.– 2020.– Vved.1.04.2021.– Minsk: MAiS, 2020.– 117 p. (rus).
15. Stroitel'stvo v sejsmicheskikh rajonah [Building in seismic regions]. Aktualizirovannaya redakciya SNiP 11-7-81*: SP 14.13330.2018. – Vved.25.11.2018.– M: Standartinform, 2018.– 115 p. (rus).
16. Derkach, V. N. Eksperimental'nye issledovaniya vliyaniya kamennogo zapolneniya na sdvigovuyu zhestkost' karkasov zdaniy [Experimental researches of the influence of masonry filling on the shear stiffness of building frames] / V. N. Derkach, R. B. Orlovich // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. – 2014. – № 11. – P. 53 – 57. (rus).