

Деркач В.Н., канд. техн. наук, заместитель директора, Филиал РУП «Институт БелНИИС» — «Научно-технический центр», г. Брест

УЧЕТ РАБОТЫ КАМЕННОГО ЗАПОЛНЕНИЯ ПРИ СТАТИЧЕСКОМ РАСЧЕТЕ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

ACCOUNTING OF WALL FILLING IN STATIC CALCULATION OF FRAME BUILDINGS

Аннотация

Приведены результаты численного расчета рамы каркаса с каменным заполнением при разных условиях сопряжения каменной кладки с колоннами и перекрытием. На основании решения нелинейной контактной задачи с учетом трения между поверхностями кладки и элементами каркаса исследовано влияние различных факторов на жесткость каркаса. Даны предложения по моделированию каменного заполнения каркаса стержневой системой. Приведены результаты экспериментальных исследований граничных значений углов сдвига каменной кладки.

Abstract

The numerical calculation results of skeleton frame with stone filling under different conditions of masonry connection with columns and ceiling are given. Various factors influence on the skeleton frame stiffness is investigated based on the solution of the nonlinear contact task taking into the consideration friction between the surfaces of masonry and skeleton frame elements. Offers on modeling stone frame filling with the core system are given. The experimental test results of the boundary values of masonry shift angles are presented.

В последнее время железобетонные монолитно-каркасные здания с каменным заполнением получили доминирующее развитие в современном домостроении. Несущие функции в них выполняют колонны, ригеля, плиты перекрытий и вертикальные диафрагмы жесткости. Каменное же заполнение в виде самонесущих перегородок и наружных стен выполняет ограждающие функции, а в расчетах каркаса учитывается как гравитационная нагрузка. Кроме собственного веса здания и полезной нагрузки решающее значение для несущей способности и эксплуатационной пригодности каркаса могут иметь другие воздействия и их сочетания. К последним относятся:

— горизонтальные ветровые нагрузки;

- сейсмические воздействия;
- температурные воздействия, в том числе пожар;
- неравномерные осадки фундаментов, особенно при возведении зданий на слабых просадочных грунтах, в районах горных выработок, в местах уплотненной застройки и т.д.;
- динамические воздействия взрывного характера.

Во всех перечисленных случаях каркас здания испытывает горизонтальные либо вертикальные смещения, взаимодействуя с каменным заполнением. При этом в нем могут возникать трещины, что квалифицируется нормами всех стран как нарушение предельного состояния по эксплуатационной пригодности. Однако, даже будучи в стадии трещинообразования, каменное заполнение способно оказывать сопротивление сдвиговым деформациям каркаса, увеличивая тем самым его жесткость и несущую способность. Попытки учета совместной работы каменного заполнения с каркасом предпринимались давно. Здесь следует отметить работы Полякова С.В. [1, 2], которые главным образом были связаны с повышением сейсмостойкости зданий. В последнее время за рубежом в этом направлении ведутся активные теоретические и экспериментальные исследования [3, 4]. При этом каркас с каменным заполнением рассматривается как композитная конструкция («Composite structure» — англ., «Verbundkonstruktion» — нем.).

Характер совместной работы рамы с каменной кладкой зависит от жесткости элементов рамы, прочностных и деформационных характеристик кладки, ее напряженно-деформированного состояния, поперечных размеров ячейки каркаса. Ключевую роль играет способ и качество сопряжения каменной кладки с конструкциями каркаса.

При действии горизонтальных нагрузок на заполненную кладкой раму могут иметь место следующие механизмы разрушения [5]:

- рамы обладают высокой жесткостью, а каменная кладка высокой деформативностью (например, выполнена на слабом растворе) — разрушение кладки происходит вследствие скользяния вдоль горизонтальных растворных швов (рис. 1а);

- рамы с относительно гибкими колоннами и жесткими ригелями, заполненные кладкой низкой деформативности (например, выполненной на прочном растворе) — перед разрушением заполнение разделяется вертикальными трещинами на три независимые части, потеря несущей способности наступает вследствие разрушения колонн рамы (рис. 1б);

- рамы с гибкими колоннами и ригелями, заполненные кладкой низкой деформативности — разрушение наступает вследствие возник-

новения пластических шарниров в углах рамы и появления диагональных трещин в наклонной сжатой полосе каменной кладки (рис. 1а);

— рамы с относительно жесткими колоннами и гибкими ригелями, заполненные кладкой низкой деформативности — разрушение наступает вследствие выделения диагональными трещинами в кладке заполнения наклонной сжатой полосы и ее раздавливания в углах (рис. 1б).

В соответствии с приведенными механизмами разрушения наиболее вероятно, что истощение несущей способности каменного заполнения безригельных каркасов будет происходить согласно схемам, показанным на рис. 1а, 1б.

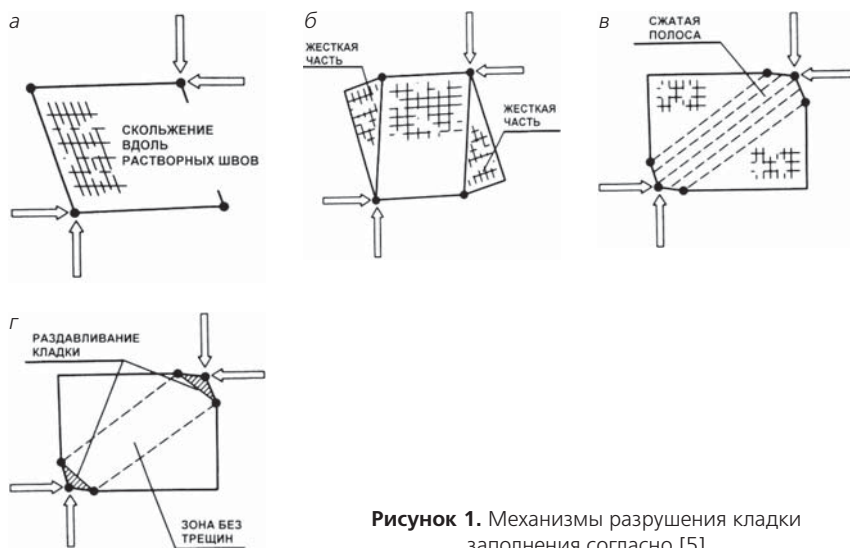


Рисунок 1. Механизмы разрушения кладки заполнения согласно [5]

Существенное влияние на характер работы заполнения оказывает очередность выполнения каменной кладки и элементов каркаса здания. Если колонны и диски перекрытия возводятся после выполнения стенового заполнения, то можно считать, что верхняя грань стены связана с диском перекрытия (стена подпирает перекрытие). В этом случае при горизонтальной нагрузке на раму на заполнение передается вертикальная составляющая сжимающего усилия с дисков перекрытий (рис. 2а). Если кладка заполнения выполняется после возведения каркаса, то между верхней гранью заполнения и диском перекрытия образуется шов, через который, при действии на раму горизонтальной нагрузки, на заполнение не может передаваться вертикальное усилие с верхнего диска перекрытия (рис. 2б).

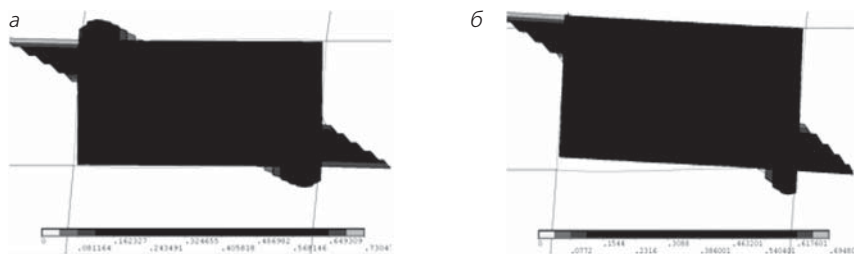


Рисунок 2. Схема распределения контактного давления в заполнении рамы:
а — при отсутствии деформационного шва; б — при наличии деформационного шва
(расчет выполнен с помощью вычислительного комплекса «ANSYS»)

Следует принимать во внимание, что прогибы перекрытия, вызванные эксплуатационной вертикальной нагрузкой, а также реологические явления могут привести к закрытию шва и установлению контакта между перекрытием и заполнением. Данное обстоятельство благоприятно сказывается на работе заполнения и элементов каркаса, поэтому в расчетах его учитывать не рекомендуется.

На примере трехпролетной плоской рамы, нагруженной по высоте сосредоточенной в узлах единичной горизонтальной нагрузкой проанализировано влияние на деформативность каркаса способа сопряжения его элементов с заполнением. Кладка заполнения — ячеистобетонные блоки на тонкослойных швах толщиной 300 мм. Расчетный анализ производился с помощью вычислительного комплекса «ANSYS», при этом решалась нелинейная контактная задача с учетом трения между поверхностями кладки и элементами каркаса. Деформационные характеристики материалов принимались линейно-упругими, что является справедливым для каменного заполнения, работающего в стадии эксплуатации.

Рассмотрено четыре следующих случая:

- рама без заполнения (рис. 3а);
- рама, заполненная каменной кладкой, с горизонтальными деформационными швами между верхними гранями заполнения и нижними плоскостями дисков перекрытий, соединения между кладкой и элементами каркаса не воспринимают растягивающих усилий (рис. 3б);
- рама, заполненная каменной кладкой, соединения между которой и элементами каркаса не воспринимают растягивающих усилий, деформационный шов отсутствует (рис. 3в);
- рама, заполненная кладкой, соединения которой с колоннами каркаса воспринимают растягивающие усилия, деформационный шов отсутствует (рис. 3г).

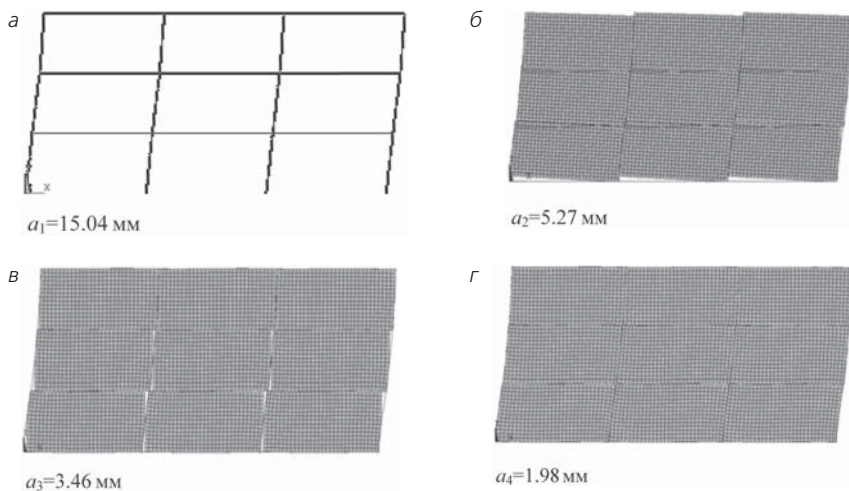


Рисунок 3. Деформации рамы при различных способах сопряжения ее элементов с заполнением (описание в тексте); a_i — максимальное перемещение узлов рамы

Расчеты показали, что даже при наличии горизонтальных деформационных швов жесткость рамы, заполненной кладкой, выросла почти в 3 раза по отношению к раме без заполнения. В случае полной заделки швов по всему контуру заполнения жесткость рамы увеличилась более чем в 4 раза, а при обеспечении восприятия растягивающих напряжений в стыках кладки с колоннами — в 7,5 раза.

На деформативность рам с заполнением, разрезанным горизонтальными деформационными швами, существенное влияние оказывают силы трения, возникающие по контакту каменной кладки с элементами каркаса. На рис. 4 приведен график зависимости максимальных

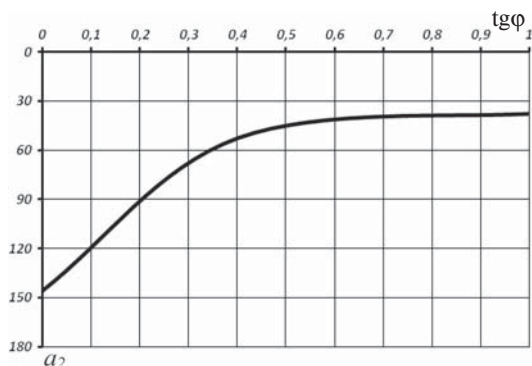


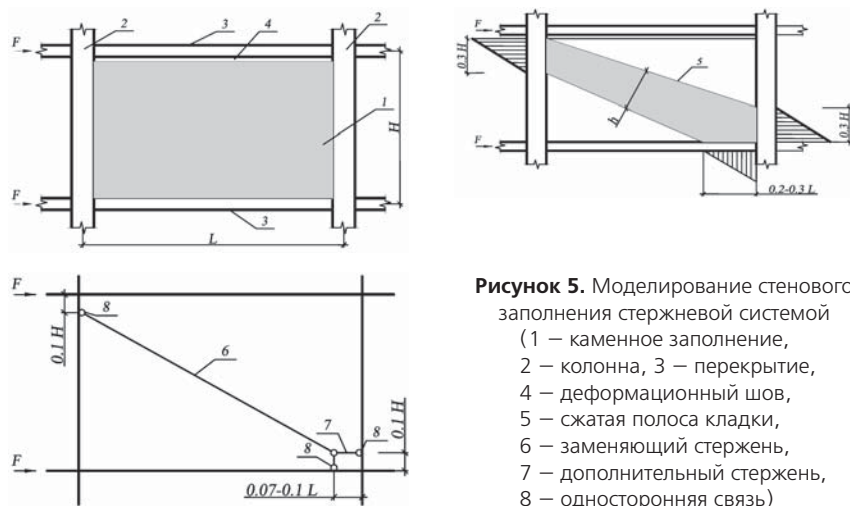
Рисунок 4. График зависимости « a_2 — $\text{tg}\varphi$ »

перемещений узлов рамы — a_2 от величины коэффициента трения между кладкой заполнения и бетоном колонн каркаса — $\text{tg}\varphi$.

Из графика следует, что при коэффициенте трения $\text{tg}\varphi > 0,7$ перемещения узлов рамы с заполнением, отделенным от перекрытия деформационными швами, близки к перемещениям узлов рамы, в которой кладка заполнения по верхней грани имеет контакт с элементами каркаса.

Представленный расчетный анализ носит качественный характер, тем не менее, он свидетельствует об эффективности повышения жесткости каркаса при его заполнении каменной кладкой. Данный способ моделирования совместной работы каменной кладки с каркасом трудно реализовать в проектной практике прежде всего из-за большого количества конечных элементов и сложности создания расчетной модели каркасно-монолитного здания.

С целью упрощения расчетов заполнение можно заменить стержнями, жесткость которых должна быть эквивалентна жесткости каменной кладки. Передача сжимающего усилия от элементов каркаса на заменяющие стержни должна происходить в точках, положение которых устанавливается в соответствии с эпюрами контактных давлений (рис. 2). Для этого вводятся дополнительные стержни бесконечной жесткости, шарнирно соединенные с заменяющими стержнями. Соединение стержневой системы с конечными элементами каркаса осуществляется при помощи односторонних связей, работающих только на сжатие. Расчетная стержневая модель стенового заполнения показана на рис. 5.



Положение точки закрепления стержневой системы к конечному элементу, моделирующему плиту перекрытия, зависит от жесткости каменной кладки. Для кладки из кирпича расстояние от указанной точки до узла каркаса рекомендуется принимать равным $0,07 L$, а для кладки из ячеистобетонных блоков — $0,1 L$.

С целью определения эквивалентной жесткости заменяющих стержней выполнен расчетный анализ модели рамы, показанной на рис. 6а. Схема расстановки заменяющих стержней соответствовала эпюрам контактного давления, характерным для заполнения с горизонтальным деформационным швом. Ширина сечения стержня принималась равной толщине кладки заполнения, а высота сечения h варьировалась. По результатам расчетов построен график зависимости максимальных перемещений узлов каркаса — a от высоты сечения заменяющих стержней — h (рис. 6б).

Зависимость перемещений узлов рамы от высоты сечения заменяющих стержней имеет нелинейный характер. Наиболее интенсивный прирост перемещений узлов происходит при высоте сечения стержней $0 < h < 0,5$ м. Увеличение h после 1 м приводит к незначительному нарастанию перемещений узлов. В связи с этим можно предположить, что, приняв высоту сечения заменяющего стержня равной расстоянию между горизонтальными гранями заполнения, измеренному по перпендикуляру к диагонали, получим невысокую погрешность статического расчета рамы. Такие же предложения содержатся в работе [5].

Однако расчеты показывают, что данный подход справедлив, если при перекосе каркаса сведена к минимуму возможность скольжения заполнения по колоннам. Это достигается контактом каменной кладки с нижней плоскостью плит перекрытия, а в случае наличия деформационного шва, устройством шпонок в стыке колонн с заполнением

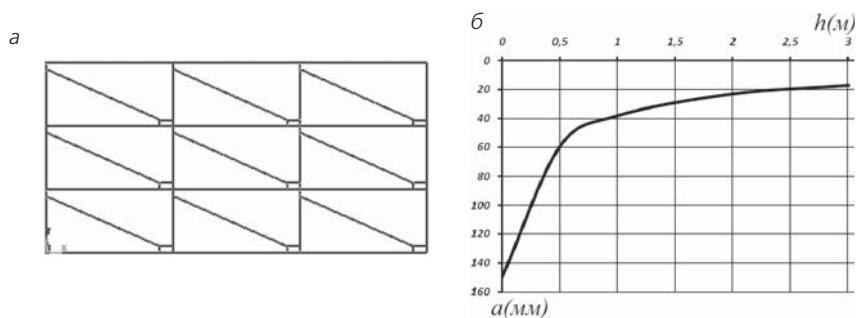


Рисунок 6. Стержневая модель заполнения каркаса (описание в тексте)

или приданием последним шероховатости на контактирующих поверхностях. Из сравнения графиков, приведенных на рис. 3 и 4а следует, что при коэффициенте трения $\operatorname{tg}\varphi=0,4$ высота заменяющего сжатого подкоса составляет примерно 0,7 м, а при $\operatorname{tg}\varphi=1$ —1,2 м. Данное обстоятельство свидетельствует о том, что при назначении ширины сжатого подкоса следует учитывать условия контакта между заполнением и элементами каркаса.

При действии на каркас внешних горизонтальных усилий каменное заполнение работает на сдвиг с угловыми деформациями, определяемыми из выражения (1) (рис. 7).

$$\theta_{sd} = \frac{\tau_{xy}}{G} = \frac{V_k}{G \cdot F}, \quad (1)$$

где: V_k — характеристическое значение поперечной силы;

G — модуль сдвига каменной кладки;

F — площадь горизонтального сечения каменного заполнения.

Появление трещин в каменной кладке заполнения, работающей в стадии эксплуатации, исключается, если соблюдается условие: $\theta_{sd} \leq \theta_{adm}$, где: θ_{adm} — граничные значения угловых сдвиговых деформаций каменной кладки (углов перекоса), которые зависят от вида камня, марки раствора, степени заполнения вертикальных швов, реологии каменной кладки и других факторов. Данное условие следует

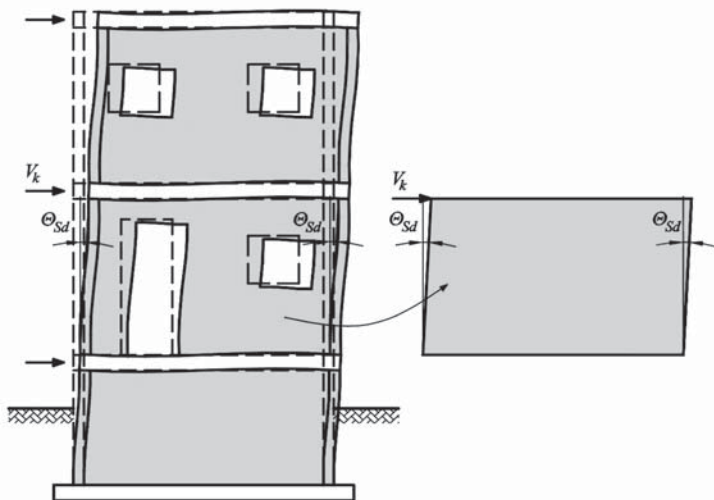


Рисунок 7. Сдвиговые деформации каменного заполнения при действии на здание горизонтальных нагрузок [6]

контролировать при выполнении статического расчета каркаса, заполненного каменной кладкой.

Значения θ_{adm} находятся в пределах от 0,2 до 1 мрад и приводятся в нормативных документах некоторых стран Европы для конкретных видов каменных кладок. В отечественных нормах [7] и Еврокоде 6 [8] указанные характеристики отсутствуют. Их получение требует выполнения большого объема экспериментальных исследований. Результаты собственных исследований граничных значений углов перекося каменной кладки θ_{adm} приведены в таблице 1.

Таблица 1

Граничные значения углов перекося каменной кладки

Вид и прочность камня	Прочность кладочного раствора при сжатии f_m (МПа)	Опытные значения прочности касательного сцепления $f_{r\theta,obs}$ (МПа)	Модуль сдвига G_{obs} (МПа)	Кратковременный модуль упругости E_{obs} (МПа)	Опытные значения граничных углов перекося $\theta_{adm,obs}$ (мрад)
Полнотелый керамический кирпич М150	10,9	0,5	3377	11146	0,2
	7,9	0,43	2835	10677	0,25
	3,1	0,23	1547	6450	0,21
Керамический кирпич пустотностью 18% М 125	10,9	0,48	2361	6953	0,3
	7,9	0,3	2186	5606	0,32
	3,1	0,18	1624	5400	0,3
Керамический кирпич пустотностью 30% М 150	10,9	0,52	4122	9994	0,25
Поризованный керамический камень пустотностью 42,3% М 150	10,9	0,50	2489	8500	0,39
Силикатный кирпич пустотностью 18% М 150	10,9	0,35	2780	7232	0,22
Ячеистобетонный блок D500 B2.5 на тонкослойном клеевом растворе	7,5	0,1	359	1236	0,6

В заключение необходимо отметить, что внедрению расчетов каркаса, взаимодействующего с заполнением, препятствует отсутствие исходных параметров контактной зоны — сдвиговых характеристик, податливости на отрыв при наличии анкеровки, коэффициентов трения и т.д. Указанные характеристики могут быть получены только экспериментальным путем и имеют индивидуальный характер для каждого конструктивного решения сопряжения каменного заполнения с каркасом.

Список цитированных источников

1. *Поляков, С.В.* Каменная кладка в каркасных зданиях / С.В. Поляков. — М.: Государственное издательство по строительству и архитектуре, 1956. — 192 с.
2. *Поляков, С.В.* Сейсмостойкие конструкции зданий / С.В. Поляков. — М.: Высшая школа, 1983. — 304 с.
3. *Baran, M.* Experimental Study on Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Precast Concrete Panel / M. Baran, T. Tankut // *ACI Structural Journal*. — 4/2011. — № 3. — P. 227—237.
4. *Yap, S.L.* Experimental Investigation of Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse / S.L. Yap, B.Li // *ACI Structural Journal*. — 10/2011. — № 9. — P. 542—552.
5. *Starosolski, W.* Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2. — Tom III. — Warszawa: Wydawnictwo naukowe PWN, 2009. — 681 p.
6. *Jasinski, R.* Projektowanie elementów sciananych według PN-EN 1996-1 i PN-EN 1996-3 // XXVI Ogólnopolskie warsztaty Pracy projektanta konstrukcji. — Szczyrk, 2011. — P. 453—499.
7. СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции.— Госстрой СССР — М.: Стройиздат, 1983. — 40 с.
8. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций: СТБ EN/1996-1-1-2008. — Введ. 31.10.08. — Минск: Госстандарт. — 127 с.

Получено 10.09.2012 г.