

**РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ РАССТАНОВКИ КОЛОНН В  
КАРКАСНО-КАМЕННЫХ ЗДАНИЯХ, ВОЗВОДИМЫХ В  
СЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ**

**Дорофеев В.С., д.т.н., проф., Егунов К.В., д.т.н., проф.,  
Мурашко А.В., к.т.н., доцент**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры)*

Каркасно-каменные здания на сегодняшний день довольно широко распространены в сейсмических районах Украины [4]. Они сочетают в себе надежность железобетонного каркаса и экологичность кирпичного здания. Именно кирпичные здания являются наиболее привлекательными в среднем ценовом сегменте рынка жилья. Однако, в расчетах и проектировании именно этой конструктивной схемы на сегодняшний день остается много открытых вопросов. Каркасно-каменные здания применяются во многих сейсмических районах Земли, и многие нормативные документы, определяющие их проектирование и строительство, содержат противоречия. Расчетному анализу одного из таких противоречий и посвящена данная работа.

В то время как зарубежный, в частности Европейский, опыт проектирования свидетельствует о том, что железобетонные вертикальные элементы необходимо располагать ровно в месте пересечения стен, отечественный нормативный документ [1] вынуждает располагать железобетонные колонны со смещением, таким образом, чтобы они были открыты для обзора, как минимум с одной стороны и таким образом создается значительный эксцентриситет. Разницу в подходах нормативных документов можно визуальнo оценить по Рис. 1 (на нижнем рисунке (в) кладка условно не показана), на схеме выполненной в соответствии с ДБН В.1.1-12:2006 видны эксцентриситеты, возникающие при сейсмическом воздействии поперек здания, а на схеме выполненной в соответствии с зарубежными нормами этот эффект не наблюдается. Анализируя эти недостатки нашедшие отражение в ДБН В.1.1-12:2006, в работе будет выполнен анализ влияния такого положения железобетонных колонн в теле кладки. Критериями оценки этого влияния будут, как такие интегральные динамические характеристики зданий (табл. 1), как периоды первых трех форм собственных колебаний и максимальные перемещения верха зданий, так и внутренние усилия (в частности поперечная сила  $Q_x$ ).

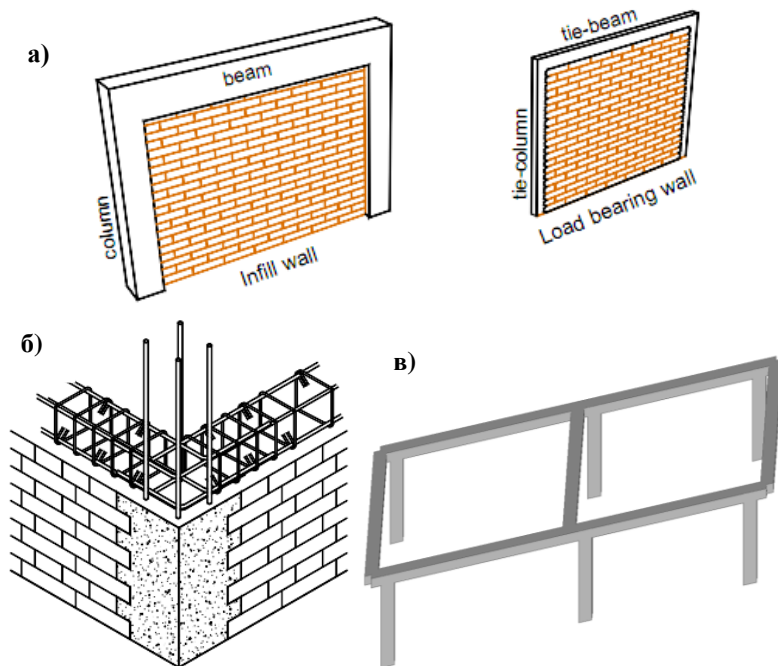


Рис. 1. Расположение элементов железобетонного каркаса:  
а-б) в соответствии с рекомендациями научно-исследовательского  
института сейсмостойкого строительства в Окланде (Калифорния),  
в) в соответствии с пунктом 3.10.14 ДБН В 1.1-12:2006.

Для проверки выявленных несоответствий было рассчитано четыре расчетных модели 10-тиэтажных зданий с высотой этажа 3м. Шаг продольных и поперечных стен 6м, размеры здания в плане 18\*18 м (Рис. 2). Кладка из кирпича марки М75 на растворе марки М50 (в соответствии с [2] М5). Данные параметры кладки являются минимальными в соответствии с [1] и наиболее часто применяется в строительстве. Железобетонные колонны 400х400 мм из бетона В25 (С20/25). (план типового этажа приведен на рис. 2). Шаг триангуляции конечных элементов 0,2х0,2 м.

В работе стен были учтены только межоконные столбы, т.к. во время землетрясения в кирпичной кладке возникают трещины, которые исключают из работы надоконные и подоконные части, а также части стен над дверными проемами

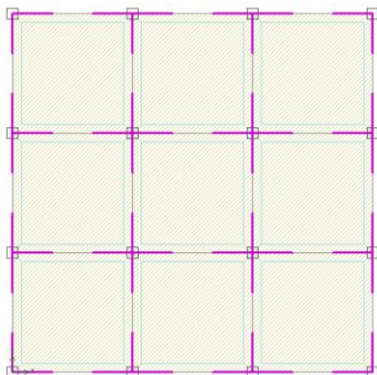


Рис. 2. План типового этажа здания, выполненного в ПК МОНОМАХ.

Также ввиду того, что каркасно-каменные здания строятся с двумя видами перекрытий с монолитными железобетонными или с пустотными [3]. То в численном эксперименте были рассмотрены оба вида перекрытий монолитные (обозначается «М» в табл.1) и сборные (обозначается «С» в табл.1).

Табл.1. Результаты выполненных расчетов

|                       | M1    | M2    | C1    | C2     |
|-----------------------|-------|-------|-------|--------|
| T1, сек               | 1,129 | 1,146 | 1,203 | 1,206  |
| T2, сек               | 1,129 | 1,132 | 1,069 | 1,086  |
| T3, сек               | 1,034 | 1,033 | 0,935 | 0,9355 |
| U <sub>x</sub> , мм   | 26    | 28    | 25    | 26     |
| U <sub>y</sub> , мм   | 26    | 28    | 30    | 30     |
| Q <sub>x</sub> , тс/м | 0,83  | 3,3   | 0,78  | 3,2    |
| Q <sub>y</sub> , тс/м | -1,4  | -2,2  | 0,84  | 2,7    |

Однако, ввиду того, что основной целью исследования является изучение влияния расположения железобетонных колонн в теле каменной кладки, то параллельно с различными видами перекрытий были рассмотрены схемы с расположением колонн на пересечении стен (обозначается «1» в табл.1) и со смещением в соответствии с ДБН на 400 мм (обозначается «2» в табл.1).

Анализируя данные, приведенные в табл. 1 можно отметить, что изменение основных динамических характеристик зданий является незначительным. Однако стоит отметить существенное изменение в

поперечных силах, которое происходит именно из-за смещения колонн от пересечения стен на 400мм. На рис. 3 приведены рисунки с характерными поперечными усилиями возникающими в уровне стен первого этажа в Г-образном, Т-образном и крестообразном пересечениях стен.

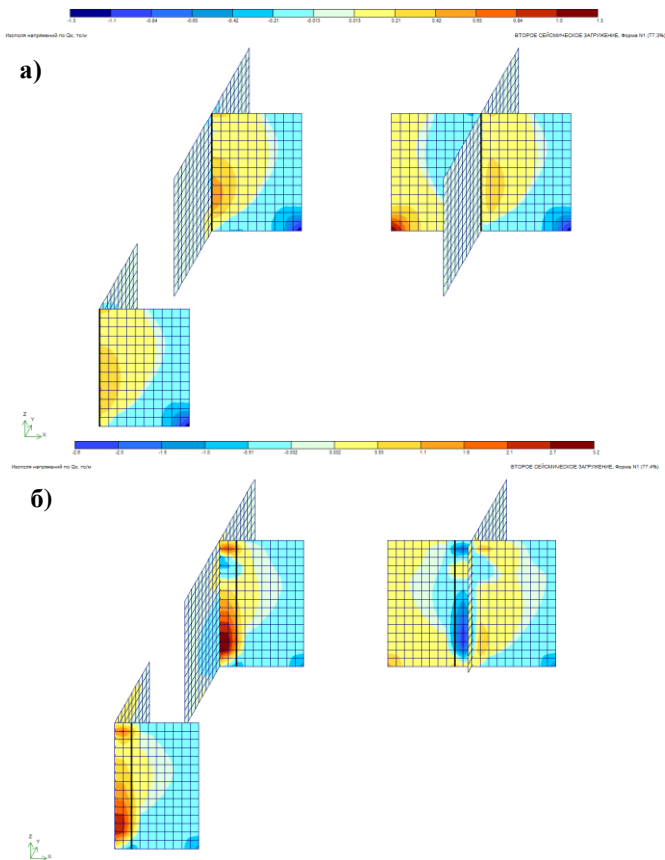


Рис. 3. Поперечные силы, возникающие в стенах первого этажа при расположении колонн (а) по оси пересечения стен и (б) со смещением в соответствии с требованиями п. 3.10.14 ДБН В 1.1-12:2006

## ***Выводы***

1. Выполнено расчетное обоснование расположения железобетонных колонн в каркасно-каменных зданиях, возводимых в сейсмических районах.
2. При смещении колонн от оси пересечения стен, возникают значительные поперечные силы, которые могут привести к разрушению кладки.
3. Исходя из анализа данных расчетных схем, рекомендуется располагать железобетонные колонны на пересечении кирпичных стен.
4. Необходимо оценить это изменяющееся распределение усилий на других расчетных схемах зданий.

## **Summary**

**The numerical experiments results of the influence of the concrete columns in the confined masonry walls body analysis is presented in the paper.**

## ***Литература***

1. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. - К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006. - 84с.
2. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 100с.
3. Дорофеев В.С. Модель перекрытия при расчете каркасно-каменных зданий на сейсмические воздействия/ Дорофеев В.С., Мурашко А.В., Михайлов А.А// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса : ОДАБА, 2012. – № 47. – С.103-108
4. Дорофеев В.С. Сравнение каркаснокаменной и безригельной систем зданий при строительстве в сейсмических районах / Дорофеев В.С., Егупов К.В., Мурашко А.В // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса : ОДАБА, 2012. – № 45. – С.72-78