

МОДЕЛЬ ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ КАРКАСНО-КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

**Дорофеев В.С., д.т.н., проф., Мурашко А.В., к.т.н.,
Михайлов А.А., к.т.н., проф.**

*Одесская государственная академия строительства и архитектуры,
Украина*

Каркасno-каменные здания на сегодняшний день получили довольно широкое распространение в сейсмических районах по всему миру. Анализ результатов землетрясений свидетельствует о том, что каменная кладка в таких зданиях находится в состоянии обжатия железобетонными рамами и таким образом способна переносить сейсмические воздействия высокой интенсивности.

На рис. 1. приведена фотография каркасно-каменного здания, которое перенесло землетрясение с магнитудой 8 в августе 2007 в городе Писко(Перу), который находился близко к эпицентру. 80% зданий в этом городе полностью разрушились[8].

Довольно широкое распространение получили каракасно-каменные здания и в сейсмических районах Украины с введением нормативного документа [2].

В Одессе уже возведено и проектируется значительное количество зданий с подобной конструктивной схемой. При расчете подобных объектов возникает множество вопросов, которые остаются открытыми до сих пор. Исследованию этих вопросов посвящен ряд работ [1, 4, 5, 8].

Данная работа посвящена одному из таких вопросов - моделированию работы плит перекрытий. Нормативный документ [2, п 3.3.1.] говорит: «Перекрытия и покрытия следует выполнять в виде жестких горизонтальных дисков, надежно соединенных с вертикальными конструкциями здания и обеспечивающих их совместную работу при сейсмических воздействиях». При этом результаты натурных и модельных исследований проведенных Михайловым А.А.[5-7] свидетельствуют о том, что конструкция такого рода перекрытий в своей плоскости не работают, как сплошной жесткий диск.

Нормативный документ [3] подчеркивает, что к нарушению работоспособности конструкции могут привести и недостатки методов проек-

тирования, а степень надежности здания зависит, в том числе и от его расчетной модели.



Рис. 1. Каркасно-каменное здание г. Писко, Перу, 2007

Поэтому целью данной работы является определение степени влияния жесткости конструкции перекрытия каркасно-каменного здания на его работу при сейсмических воздействиях.

Для исследования поднятого вопроса в программных комплексах «МОНОМАХ» и «ЛИРА» была создана десятиэтажная (максимальная этажность установленная нормативным документом [2] составляет 10, здания большей этажности попадают под категорию экспериментального строительства) расчетная модель здания размерами в плане 12х60 м с шагом стен 6х6 м, высота этажа 3м. На данном этапе исследований учет совместной работы здания с основанием не производился. Схема рассчитана, как жестко защемленная (Рис2-3).

Расчет производился на сейсмические воздействия интенсивностью 7 баллов, для площадки 2-ой категории по сейсмическим свойствам.

Были рассчитаны следующие варианты моделей перекрытий:

1. Жесткое перекрытие с приведенным модулем упругости и плотностью. Приведение осуществлялось за счет изменения модуля упругости, исходя из работы плиты на изгиб так, чтобы сплошная железобетонная плита толщиной 22 см заданная в расчете была эквивалентна

по плотности и жесткости пустотной, работающей из своей плоскости (поперек пустот).

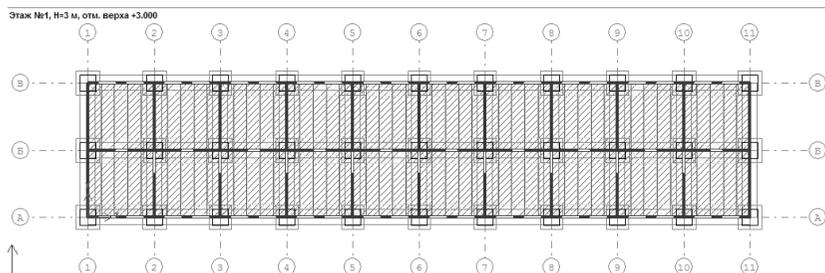


Рис. 2. План типового этажа схемы созданной в ПК «МОНОМАХ»

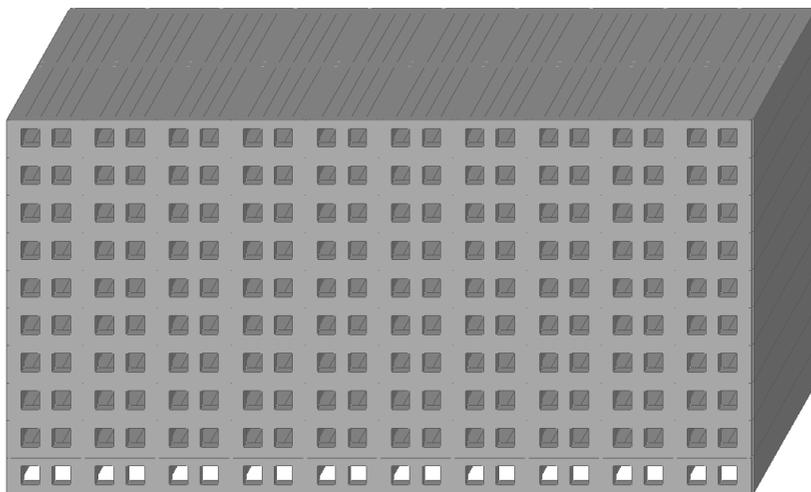


Рис. 3. Общий вид расчетной схемы здания

2. Перекрытие из отдельных ЖБ плит, не связанных друг с другом
3. Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости (аналогично с п.1, но учитывалась также жесткость поперек пустот)
4. Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости. Приведение осуществлялось за счет изменения модуля упругости, исходя из работы плиты на изгиб так, чтобы сплошная железобетонная плита толщиной 22 см заданная в расчете была эквивалентна по плотности и жесткости пустотной, работающей в своей плоскости (вдоль и поперек пустот).

5. Ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости и с пониженным значением модуля сдвига (умноженном на 0,25 в соответствии с [5]. За счет возможного некачественного выполнения работ).

Для упрощения дальнейшего изложения материала всем схемам были присвоены условные обозначения (см. Таблица 1).

Таблица 1. Условные обозначения расчетных моделей

№ п/п	Условное обозначение	Описание модели
1	ЖД	Жесткое перекрытие с приведенным модулем упругости и плотностью
2	ПС	Перекрытие из отдельных ЖБ плит, не связанных друг с другом
3	ПСО-1	Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости (учитывалась также жесткость поперек пустот)
4	ПСО-2	Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости, работающее в своей плоскости (вдоль и поперек пустот)
5	ПСО-3	Жесткое ортотропное перекрытие с приведенным модулем упругости и с пониженным значением модуля сдвига

Критерии, по которым проводилась оценка результатов расчета

1. Период колебаний здания.
2. Внутренние усилия от сейсмических воздействий
3. Армирование элементов

Результаты анализа внутренних усилий в элементах кладки и вертикальных железобетонных сердечниках не приводятся т.к. их различие не превысило 7%, что объясняется регулярностью схемы, как по жесткости, так и по расположению нагрузок. Поэтому изменение жесткостных характеристик перекрытия не привели к существенному перераспределению внутренних усилий в вертикальных несущих элементах. В Таблице 2 приведены результаты выполненных расчетов

Существенных изменений периодов колебаний изменение жесткости перекрытия не вызвали. Наибольшее влияние исследуемый параметр оказал на внутренние усилия и армирование железобетонных ригелей. Максимальная разница во внутренних усилиях в ригелях составила 110% (от 3.32 до 6.96 т) для схемы с жестко связанными сборными плитами (ЖД) по сравнению со схемой без соединения плит (ПС). При этом по сравнению со схемой ПСО-3 моделирующей минимальное взаимодействие сборных плит разница составила 44%. Значение процента армирования изменялось в меньших пределах, соответственно

33% и 37%. Такое несоответствие изменения внутренних усилий и процента армирования объясняется тем, что при уровне воздействия соответствующем 7 баллам внутренние усилия в ригелях достаточно невелики, и основное влияние на их армирование оказывают вертикальные воздействия.

Таблица 2. Результаты расчета

Параметр		ЖД	ПС	ПСО-1	ПСО-2	ПСО-3
Период колебаний, сек	1-я форма	0.715	0.718	0.716	0.719	0.721
	2 я форма	0.599	0.604	0.599	0.601	0.608
	3 я форма	0.546	0.548	0.546	0.547	0.548
	4 я форма	0.221	0.252	0.221	0.222	0.254
	5 я форма	0.193	0.223	0.193	0.194	0.224
Максимальный армирования ригеля %		0.511	0.681	0.601	0.621	0.701
Внутреннее продольное усилие в ригеле верхнего этажа, т		3.32	6.96	3.32	4.21	4.79

Выводы

По результатам выполненных расчетов и проведенного анализа можно сделать следующие выводы:

1. Проведенные численные исследования показали хорошее соответствие с данными полученными в результате испытаний моделей железобетонных перекрытий и результатами натурных экспериментов.

2. Результаты анализа внутренних усилий в элементах кладки и вертикальных железобетонных сердечников свидетельствуют о том, что при изменении жесткости конструкции перекрытия, изменение этих величин не превысило 7%.

3. Максимальная разница во внутренних усилиях в ригелях составила 110% (от 3.32 до 6.96 т) для схемы с жестко связанными сборными плитами (ЖД) по сравнению со схемой без соединения плит (ПС). При этом по сравнению со схемой ПСО-3 моделирующей минимальное взаимодействие сборных плит разница составила 44%(от 3.32 до 4.79)

4. Необходимо дополнительно провести подобный анализ для зданий другой формы, различного шага стен для выявления более полной картины влияния жесткости конструкции перекрытия на сейсмостойкость каркасно-каменных зданий.

Summary

The article is devoted to influence of the construction, that consists of prefabricated slabs, stiffness analysis in the calculation of confined masonry building on seismic influences

Литература

1. Сафаргалиев С.М. Сейсмостойкие каменные конструкции: Учебное пособие для вузов. — Алма-Ата, 1992. — 236 с.
2. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. - К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006.- 84с.
3. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
4. Дорофеев В.С. Сравнение каркаснокаменной и безригельной систем зданий при строительстве в сейсмических районах / Дорофеев В.С., Егунов К.В., Мурашко А.В // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса : ОДАБА, 2012. – № 45. – С.72-78
5. Михайлов А.А. «Новые данные о жесткостных параметрах сборных перекрытий» Сб. «Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья». Часть. II. Владивосток, 1972.
6. Михайлов А.А. «Методика определения сдвигово-изгибной жесткости сборных перекрытий» «Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья». Часть. II. Владивосток, 1971.
7. Михайлов А.А. «Влияние качества строительства и выбора расчетных схем на сейсмостойкость зданий». Материалы 2-ой научно-технической конференции ДальморНИИПроекта. Часть 1. Владивосток, 1971
8. Brzev Svetlana. Earthquake-resistant confined masonry construction. National information center of earthquake engineering— Canada, 2007— 82p