

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

С. Г. ШАГИНЯН

ИССЛЕДОВАНИЕ ОТСЕКА МНОГОЭТАЖНОГО
 КРУПНОБЛОЧНОГО ЖИЛОГО ДОМА НА МОДЕЛЯХ
 С ПРИМЕНЕНИЕМ СЕЙСМОВЗРЫВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ

Широкое использование местных легких строительных материалов для производства крупных блоков с применением малоцементных и бесцементных бетонов приводит к облегчению веса конструкции на 35—40%, уменьшению стоимости здания до 5%, сокращению трудоемкости возведения стен до 40% по сравнению с обычными кладками из природных камней.

Крупноблочные здания из легкого бетона выгодны в сейсмическом отношении, так как с уменьшением собственного веса конструкции соответственно уменьшаются горизонтальные инерционные нагрузки. С целью экспериментального исследования поведения крупноблочного дома при землетрясениях под руководством автора был составлен проект жилого дома из крупных блоков, без изменения планировочного решения типового проекта серии 1—451П. Проектом предусматривалась двухрядная разрезка стен с минимальным количеством типовых размеров крупных блоков. Крупные блоки были предусмотрены из легкого бетона марки 75 на вулканическом шлаке. Толщина наружных стен по теплотехническим соображениям была принята равной 40 см, толщина внутренних стен—30 см, междуэтажные настилы из туфожелезобетона марки 150. Расчет крупноблочного дома на сейсмостойкость был произведен в соответствии со СНиП II—А. 12-62, в предположении статического действия сейсмических сил, распределение которых принималось в зависимости от расположения масс в здании.

С целью экономии средств автор прибегнул к экспериментальному исследованию модели одного отсека указанного крупноблочного жилого дома (рис. 1).

Выбор масштаба модели в первую очередь обуславливается технологией изготовления элементов. При масштабе модели, близкой к натуральной величине, моделирование связано с большими затратами, при очень маленьких масштабах имеют место существенные расхождения механических величин модели и оригинала. Моделирование закладных элементов, арматуры, а также сварка при очень маленьких масштабах требуют трудоемкой работы. При больших и при очень

маленьких масштабах затрудняется монтаж конструкции модели. В первом случае необходимо применение подъемных механизмов и приспособлений. При очень маленьких масштабах затруднена заделка панелей междуэтажного перекрытия, а также установка и крепление измерительных приборов на конструктивных элементах модели. Это в свою очередь может привести к большим погрешностям в технике измерений. Исходя из указанных соображений как оптимальный мас-



Рис. 1.

штаб линейных размеров модели был принят равным $\alpha = 1/3$. При моделировании автор исходил из условий расширенного подобия [6], при которых два твердых деформируемых тела называются механически подобными в расширенном смысле, если: а) тела A и A' геометрически подобны (геометрические величины отличаются в α раз); б) в сходственных точках тел A и A' имеют место следующие соотношения между деформациями и напряжениями

$$\sigma = f(\varepsilon, x, y, s, t);$$

$$\frac{\sigma'}{\beta} = f\left(\frac{\varepsilon'}{\gamma}, \frac{x'}{\alpha}, \frac{y'}{\alpha}, \frac{z'}{\alpha}, \frac{t'}{\eta}\right),$$

где γ — множитель подобия для деформации, β — множитель подобия для напряжения, η — множитель подобия для времен; в) плотности обоих тел в сходственных точках подчинены условию $\rho' = \delta\rho$, где $\delta = \text{const}$.

Условия расширенного подобия облегчают возможность подбора подходящего модельного материала. При расширенном подобии легко можно компенсировать собственный вес модели без дополнительных

затяжных приспособлений, так как при обеспечении подобия состояний объемные силы находятся в следующей зависимости:

$$\bar{K}' = \frac{\beta}{\alpha} \bar{K}.$$

При множителе подобия $\beta = 1/3$ объемные (поверхностные) силы для модели и оригинала получаются равными. Из этого же соображения при моделировании множитель подобия для напряжения нами был принят равным $1/3$. Моделирование арматуры в железобетонных конструкциях при условиях расширенного подобия и при разных модулях упругости E и E' и пределах текучести σ_s и σ'_s является сложной задачей. Она несколько упрощается когда диаграмма „деформация—напряжение“ подчиняется диаграмме Прандтля. Как показывают опыты, проведенные в АИСМ-е [7] при моделировании арматуры условия подобия сохраняются лишь в пределах стадии упругости, так как при одинаковых модулях упругости арматуры, с уменьшением диаметра повышается предел ее прочности. Разные методы изменения характеристик проволок (отжиг, электропрогрев и т. д.) в условиях эксперимента не дали удовлетворительных результатов. Исходя из изложенного моделирование арматуры было произведено из условия $\sigma'F' = \alpha^2\beta\sigma F$, где σ и σ' , F и F' соответственно напряжения и площади поперечного сечения арматуры оригинала и модели. Ударным воздействием на уровнях междуэтажных перекрытий в модели возбуждались свободные колебания, записанные сейсмоприемниками СПМ—11. По этим записям определялись периоды свободных колебаний и логарифмические декременты затухания. Вынужденные колебания модели были осуществлены при помощи восьми взрывов, различно ориентированных по отношению к ее плану при разных количествах VB , на разных расстояниях от нее.

Из произведенных восьми взрывов, основными являлись три (V, VI и VIII взрывы). При взрывах выброса не наблюдалось, вся энергия VB была направлена на рыхление породы.

Остановимся вкратце на описании основных взрывов и их сейсмическом действии на модель.

Пятый взрыв. Величины ускорений колебаний модели при этом взрыве приведены в табл. 1. Величины скоростей горизонтальной и вертикальной составляющих колебаний модели на уровне пола первого этажа соответственно были равны 254 и 180 мм/сек, а на уровне пола третьего этажа—270 мм/сек (горизонтальная составляющая). Трещины появились на всех фасадах при незначительной ширине раскрытия (от 0,5 до 1,5 мм). В сопряжениях конструктивных элементов никаких изменений не наблюдалось.

Шестой взрыв. Величины ускорений колебаний модели приведены в табл. 2.

Величины горизонтальных и вертикальных составляющих скоростей колебаний на уровне пола первого этажа были равны 33 и

Таблица 1

Место установки прибора	Составляющая	Горизонтальное расстояние от взрыва l (м)	Максимальная амплитуда на записи a_0 (мм)	Коэффициент загробления β	Коэффициент увеличения прибора K	Максимальная амплитуда ускорений w (мм/сек ²)	Частота колебаний f (герц)	Продолжительность колебаний t (сек)
I этаж	гор.	21	1,8	80	26,5	3810	10	0,4
I этаж	верт.	21	1,5	80	27,5	3360	10	0,4
II этаж	гор.	21	3,5	80	17	4750	10	0,4
III этаж	гор.	21	2,5	80	32,7	6520	10	0,4
III этаж	верт.	21	6,5	80	19	9850	10	0,4
Чердак	гор.	21	3,5	80	32,5	9100	10	0,4

40 мм/сек, на уровне пола третьего этажа 200 мм/сек (горизонтальная составляющая). Значения смещений для горизонтального и вертикального составляющих в уровне пола первого этажа были соответственно равны 9,4 и 3,6 мм. При этом взрыве трещины на фасадах более заметны и их длина и ширина раскрытия достигают большей величины по сравнению с результатами предыдущего взрыва. Правда, в сопряжениях конструктивных элементов никаких явных изменений и деформаций не наблюдалось, однако ширина раскрытия трещин на всех фасадах достигла порядка 0,5—0,3 мм, а в отдельных местах даже 6,0—7,0 мм. Трещины появились также в междуэтажных перекрытиях—в горизонтальных швах между двумя железобетонными панелями с шириной раскрытия 1,0—2,0 мм. При этом взрыве характерными являются как горизонтальные, так и вертикальные трещины.

Таблица 2

Место установки прибора	Составляющая	Горизонтальное расстояние от взрыва l (м)	Максимальная амплитуда на записи a_0 (мм)	Коэффициент загробления β	Коэффициент увеличения прибора K	Максимальная амплитуда ускорений w (мм/сек ²)	Частота колебаний f (герц)	Продолжит колебаний t (сек)
I этаж	гор.	12	3,0	160	26,0	12500	10	0,3
I этаж	верт.	12	3,5	160	29,5	16500	10	0,3
II этаж	гор.	12	5,5	160	14,5	12800	10	0,3
III этаж	гор.	12	2,5	160	32,5	13000	10	0,3
III этаж	верт.	12	4,0	160	19,0	12200	10	0,3
Чердак	гор.	12	2,6	160	32,7	13600	10	0,3

Восьмой взрыв. Значения ускорений модели приведены в табл. 3. Величины горизонтальных и вертикальных составляющих скоростей

колебаний модели на уровне пола первого этажа получились соответственно 60 и 384 мм/сек, а горизонтальная составляющая скорости колебания на уровне пола третьего этажа—216 мм/сек. Величины горизонтальных и вертикальных составляющих смещений на уровне пола первого этажа получились равными 7,5 и 3,0 мм.

Таблица 3

Место установки прибора	Составляющая	Горизонтальное расстояние от парява l (м)	Максимальная амплитуда записи a_0 (мм)	Коэффициент заглупления β	Коэффициент увеличения прибора K	Максимальная амплитуда ускорений \ddot{a} (мм/сек ²)	Частота колебаний f (герц)	Продолжительность колебаний t (сек)
I этаж	гор.	15	2,5	160	26	10400	10	0,4
I этаж	верт.	15	1,5	160	29,5	7100	10	0,4
II этаж	гор.	15	3,3	160	15,0	8450	10	0,4
III этаж	гор.	15	3,5	160	32,5	18200	10	0,4
III этаж	верт.	15	6,5	160	19,0	19700	10	0,4
Чердак	гор.	15	3,7	160	32,7	19400	10	0,4

При этом взрыве здание было доведено до стадии разрушения. Трещины наблюдались на всех фасадах и междуэтажных перекрытиях, при этом ширина раскрытия их местами достигала до 50 мм. Помимо трещин между блоками и панелями, трещины с шириной раскрытия 1—2 мм наблюдались также между нижним рядом блоков и цоколем здания. Блоки первого этажа на уровне перекрытия над первым этажом, помимо изгибных и крутильных деформаций, претерпевали большие сдвиговые деформации. Величина сдвига достигала порядка 40—50 мм. При сдвиге сварной шов вышел из строя и закладная деталь сопряжения блока первого этажа и перемычки оборвалась. Помимо деформации сдвига наблюдался и небольшой поворот сооружения (модели) вокруг вертикальной оси. Несмотря на довольно большие деформации модель не была разрушена до конца. Ширина трещин в грунте поблизости от взрыва (3—4 м) достигла 5—7 см.

Измерения скоростей и ускорений колебаний модели осуществлялись с помощью сейсмоприемников СПМ—16 жестко закрепленных на междуэтажных перекрытиях. Записи колебаний производились на осциллографах ПОБ—12. Измерения смещений осуществлялись вибрографами. Приведенные сейсмические ускорения записывались сейсмометрами АИС—2П.

Период собственных колебаний модели был определен экспериментально с применением удара. Ударная нагрузка была приложена по двум взаимноперпендикулярным направлениям, в уровнях междуэтажных перекрытий модели. Периоды собственных колебаний для модели во взаимноперпендикулярных направлениях получились соответственно равными $T_0=0,076$ и $0,052$ сек.

Основным периодом колебаний модели будем в дальнейшем считать период $T_0=0,076$ сек, так как он отвечает поперечным колебаниям отсека здания. Имея периоды собственных колебаний модели и оригинала, можно определить множитель подобия для времен ξ при динамических процессах. Периоды свободных колебаний можно определить по формулам:

а) для обыкновенных каменных зданий [2]

$$T=0,05 \cdot \frac{H}{\sqrt{b}} \quad (1)$$

где H — высота здания в метрах, b — ширина здания в м. Для трехэтажного здания при $H=9,5$ м; $b=11,5$ м согласно (1) $T=0,136$ сек.

б) для крупноблочных зданий

$$T=0,014 \cdot H=0,014 \cdot 9,5=0,134 \text{ сек.}$$

Исходя из того, что испытание модели производилось в естественном гравитационном поле, и в этом случае ускорения силы тяжести для модели и оригинала равны между собой имеем $g'=g$ или

$$\frac{d^2 w'}{dt'^2} : \frac{d^2 w}{dt^2} = \frac{\alpha \gamma}{\xi^2} = 1.$$

Следовательно, масштаб времен должен удовлетворить условию [6]:

$$\xi = \sqrt{\alpha \gamma}.$$

С другой стороны, для наших экспериментов множитель подобия для деформации $\gamma = 0,85$, $\alpha = 1/3$, следовательно $\xi = 0,53$.

Периоды собственных колебаний модели и оригинала связаны соотношением

$$T' = \xi T. \quad (2)$$

Отсюда для случая а) $\xi = \frac{T'}{T} = \frac{0,076}{0,136} = 0,56$, а для случая в)

$$\xi = \frac{0,076}{0,134} = 0,57.$$

Иначе говоря масштабы времен ξ , полученные экспериментальным и теоретическим путем имеют почти одинаковую величину.

Логарифмический декремент затухания, вычисленный по формуле

$$\lambda = \frac{1}{m} \ln \frac{a_k}{a_{k+m}}$$

(m — число волн, a_k и a_{k+m} — первая и последняя амплитуда на участке m циклов) оказался равным $\lambda=0,34$. В табл. 1—3 приведены величины ускорений колебаний модели. Как видно из таблиц, величины ускорений с увеличением высоты здания увеличиваются. Из этих таблиц также видно, что основной формой колебания сооружения является первая.

При динамических экспериментах важной задачей является моделирование сейсмической нагрузки и интерпретация сейсмозврывного

воздействия через натурные землетрясения, т. е. оценка сейсмозрывного эффекта в баллах. При моделировании сейсмической нагрузки можно пользоваться теоремой, согласно которой для обеспечения подобия динамических состояний модели и оригинала необходимо, чтобы смещение почвы подчинялось условию: $U' = \alpha \gamma U$ при $t' = \xi t$, в сходственных точках оригинала и модели.

Скорости и ускорения в сходственных точках для модели и оригинала соответственно связаны соотношениями:

$$\frac{du'}{dt_1} = \frac{\alpha \gamma}{\xi} \cdot \frac{du}{dt}; \quad \frac{d^2u'}{dt_1^2} = \frac{\alpha \gamma}{\xi^2} \cdot \frac{d^2u}{dt^2}.$$

Исходя из изложенных условий с учетом (2) можно преобразовать графики компонентов натурального землетрясения для модели и наоборот.

Переходим к оценке интенсивности сейсмических колебаний при взрывах. Сейсмические колебания грунта при взрывах и землетрясениях имеют много общего, в то же время сопоставление колебаний, вызванных взрывом и землетрясением, показывает их существенное различие. Сейсмические колебания при взрывах обладают более высокими частотами при меньшей продолжительности, чем при землетрясениях. Расстояние от очага при взрывах в несколько сот раз меньше, чем при землетрясениях, следовательно спектральный состав колебаний при взрывах отличается от спектрального состава колебаний при землетрясениях. Несмотря на указанное различие ряд авторов считает возможным интерпретировать землетрясения с помощью взрывов [5].

Произведем оценку сейсмозрывного воздействия на модели сооружения по нескольким признакам:

1. По макросейсмическим признакам—согласно приложению к сейсмической шкале ИФЗ исследованная модель отсека здания относится к группе Б.

Согласно части I приложения к шкале при 8 баллах в большинстве зданий группы Б наблюдается значительные повреждения и в отдельных зданиях разрушения, а при 9 баллах во многих зданиях группы Б разрушения и в отдельных—обвалы.

При последнем (восьмом) взрыве в швах наружных и внутренних стен модели возникли большие трещины. Пояс-перемычка сдвинулась по отношению к нижнему блоку на 5 см, нарушилась вертикальность стен, отклонение местами достигало 5—6 см. По шкале это оценивается как разрушение. Здесь важно указать, что эталонами для оценки в шкале служат здания без антисейсмических мероприятий, а модель была возведена с соблюдением всех антисейсмических мероприятий, следовательно по признакам разрушений сила сейсмозрывного воздействия оценивается в 9 баллов. Повреждения здания показаны на рис. 2.

Согласно части II приложения к шкале ИФЗ при 9 баллах ширина раскрытия трещин в грунте достигают 10 см. В произведенном нами опыте в нескольких местах при пересчете на натуру имелись трещины



Рис. 2

шириной раскрытия более 10 см. По описаниям, приведенным в шкале, характер трещин также соответствует землетрясению интенсивностью 9 баллов.

2. По ускорениям колебаний грунта. Определение силы землетрясения по макросейсмическим признакам является более примитивным по сравнению с другими (спектр τ - T , ускорения и скорости колебаний грунта и т. д.). Согласно значениям действительных ускорений, приведенных в табл. 4 [4], действительные ускорения при периодах от 0,1 до 0,5 сек при 9 баллах $2000 \leq a_0 \leq 4000$ мм/сек². По экспериментам автора при периоде 0,1 сек действительные ускорения колебаний грунта получились более 4000 мм/сек², следовательно, силу сейсмического воздействия следует принимать не менее 9 баллов.

3. По приведенным скоростям колебаний грунта. В течение нескольких лет С. А. Шагиняном проводилось инструментальное определение интенсивности землетрясения силой до 6 баллов и результаты были сведены в таблицу.

Согласно таблице приведенная скорость, определяемая по формуле $v = \tau T / 2\pi$ при 8-балльных землетрясениях равна 65—130 мм/сек при 9-балльных землетрясениях — 130—260 мм/сек. При шестом взрыве максимальное значение горизонтальной составляющей приведенного ускорения грунта у фундамента модели равно $\tau' = 50480$ мм/сек², приведенная скорость соответственно будет $v' = \frac{50480 \times 0,1}{2 \cdot 3,14} = 87$ мм/сек.

т. е. с учетом коэффициента перехода $\alpha\gamma/\xi = 0,53$, будем иметь $v = 164$ мм/сек, что соответствует 9 баллам.

4. По шкале интенсивности сейсмических колебаний при взрывах. Согласно шкале [5] при взрывах 9-балльной интенсивности наблюдается разрушение здания (большие трещины в стенах, расслоение кладки и т. д.). С. В. Медведевым составлена таблица степени повреждения зданий в зависимости от ускорения сейсмических колебаний при взрывах. По этой таблице очень сильному сотрясению соответствует ускорение 1,5–2,0 g. Это явление наблюдается и в экспериментах автора, где максимальное значение ускорений достигает до 1,94 g.

Сравнивая изложенные приемы определения интенсивности сейсмических колебаний при взрывах, приходим к заключению, что сейсмический эффект произведенного автором статьи последнего (восьмого) мощного взрыва можно оценить не менее 9 баллов.

Поведение экспериментальной модели крупноблочного дома при сейсмозрывном воздействии, показало полное сходство с поведением крупноблочного здания после землетрясения интенсивностью в 8 баллов в г. Петропавловске-на-Камчатке. В частности, характерной деформацией разрушения модели были горизонтальные трещины и сдвиговые деформации между поясом и блоками первого этажа.

В работе [1] указывается: „Характерным повреждением стен из крупных блоков были горизонтальные трещины, проходящие на уровне простенков первого этажа в швах между блоками подоконного ряда и пересекали блоки ряда перемычек“. Там же указывается, что „крупноблочные здания лучше выдержали землетрясение, чем здания со стенами из мелких блоков“. При экспериментах над моделью трещины как горизонтальные, так и вертикальные наблюдались только в швах между блоками, а в самих блоках трещины отсутствовали. В работе [1] подтверждается данное явление.

Несмотря на существенные различия между взрывом и землетрясением опыт над моделью показывает все же возможность применения сейсмозрывного воздействия для моделирования натурального землетрясения, а также возможность оценки сейсмозрывного эффекта в баллах.

НИИГИС АН Армянской ССР

Поступило 3.VII 1964.

Ս. Ք. ՇԱՀԵՅԱՆ

ԲԱԶՄԱՆԱՐԿ ԿԱՇՏԱՐԱԳՐՈՎ ԲՆԱԿԵՐԻ ՏԱՆ ՌԵՍՈՐՏՆԱՍԻՐՐՈՒԹՅԱՆԻՋ
ՄՈՂԵՆԵՐԻ ՎՐԱ ՊԱՅՔԵՑՄԱՆ ՍԵՅՍՄԻԿ ԱԶԳԵՏՈՒԹՅԱՆ ԿԻՐԱՌՄԱՄԲ

Ս. Վ Փ Ն Փ Ն Ի Վ

ՍՍՐՍ ժողովրդական տնտեսության զարգացման 1959—1965 թթ. պլանով նախատեսված է խոշոր բլոկային և խոշոր պանելային կոնստրուկցիա-

ների գործարանային լայն արտադրություն՝ տեղական բեթն և էժան շինանյութերի բազայի վրա: Այս զեպքում ստացվում է միջոցների զգալի տնտեսում: Մեր սեսպուրիկայի համար խոշորարյուկ շինարարությունը միանգամայն սեալ է, մանավանդ, եթե նկատի ունենանք Արթիկում կա. ցվող խոշոր բյուկների արտադրվող գործարանի մաս ժամանակներում շահագործման հանձնումը:

Ներկա հողվածում շարագրված են խոշորարյուկ բնակելի տան ուսումնասիրությունը մողելների վրա, պայթեցման սեյսմիկ ազդեցության կիրառումը բոա պրոֆ. Ա. Գ. Նազարովի առաջադրած մեխանիկական մարմինների նմանության ընդլայնված տեսության: Նշված տեսությունը լայն հնարավորություններ է ստեղծում մողելացման համար, ընդհուպ մինչև տարբեր հատկություններ ունեցող նյութերի օգտագործումը:

Պայթեցման սեյսմիկ ալիքների ազդեցության տակ շենքի մողելը հաջրված է քայքայման: Վաղօրոք կատարված են տատանման պարբերությունների, արագացումների, արագությունների, տեղափոխումների, բերված սեյսմիկ արագացումների մեծությունների չափումները՝ տարածելով այն իրական շենքի վրա:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Быховский В. А., Корчинский И. Л., Павлик В. С. Землетрясение в Петропавловске-на-Камчатке 4 мая 1959 г. Тр. ЦНИИСК, Госстройиздат, 1961.
2. Быховский С. В., Корчинский И. Л., Поляков С. В. и др. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. Госстройиздат, 1961.
3. Карапетян Б. К. Многоамплитудные сейсмометры и результаты их применения в инженерной сейсмологии. Ереван, 1959.
4. Медведев С. В. Инженерная сейсмология. М., 1962.
5. Медведев С. В. Сейсмика горных взрывов. М., 1964.
6. Назаров А. Г. О механическом подобии твердых тел и его применении к исследованию строительных конструкций и сейсмостойкости сооружений. См сообщения 1—7, опубликованные в Известиях АН Армянской ССР (серия ТН) за период 1957—1961 годы.
7. Шахусорян Л. В., Захарян Ж. В. Научно-технический отчет АИСМ по теме «Исследование сейсмостойкости сборных зданий на базе местных материалов». Ереван, 1962.