

где K_1 — коэффициент трансформации трансформатора „треугольник-звезда“, равный $K/3$.

В случае, если трансформатор соединен по схеме „звезда-треугольник“ с заземленной нейтралью или „звезда-треугольник“ и аналогичные токи даны в виде линейных токов „треугольника“ I_{1a}, I_{1b} и т.д., то токи на стороне „звезда“ будут равны:

$$\begin{aligned} I_{1A} &= \frac{I_{1a} - I_{1c}}{3K} = \frac{I_{1a} - I_{1c}}{\sqrt{3} K_1}; \\ I_{1B} &= \frac{I_{1b} - I_{1a}}{3K} = \frac{I_{1b} - I_{1a}}{\sqrt{3} K_1}; \\ I_{1C} &= \frac{I_{1c} - I_{1b}}{3K} = \frac{I_{1c} - I_{1b}}{\sqrt{3} K_1}. \end{aligned} \quad (5)$$

где K_1 — коэффициент трансформации трансформатора „звезда-треугольник“, равный $\sqrt{3} K$.

Преимуществом изложенного метода является ее простота, а также пригодность для расчета токораспределения при несинусоидальных токах.

Ереванский политехнический институт
им. К. Маркса

Поступило 24.VI.1967.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ульянов С. А. Электромагнитные переходные процессы в электрических системах. Изд. „Энергия“, 1964.
2. Федосеев Л. М. Основы релейной защиты. Госэнергоиздат, 1961.

О. В. ПЕНТМАЛДЖЯН

ИССЛЕДОВАНИЕ МОДЕЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

В статье приводятся результаты исследований прочности и деформативности наружных стеновых панелей ИС-3 и ИС-2 крупнопанельного дома серии А1-164—С при одновременном действии горизонтальных сил в их плоскости и различных вертикальных усилий, имитирующих вес постоянной и временной нагрузок верхних этажей.

Исследования проводились на моделях. В основу моделирования была принята теория подобия твердых деформируемых тел, разработанная профессором А. Г. Назаровым [1]. Подбор модельных материалов был произведен согласно условиям простого подобия. Бетон моделей был взят с теми же физико-механическими характеристиками, что и в оригинале, а рабочие стержни арматуры были приняты геометрически подобные натурным. Масштаб моделей был принят

равным 1:5. Образцами для испытаний служили однослойные железобетонные панели толщиной 30 см с оконным проемом НС-3 и с совмещенным проемом окна и двери НС-2. Следовательно, толщина модели была равна 6 см. Бетон наружных панелей принят легкий, марки 7 на кармрашенском шлаке. Конструкции панелей приводятся на рис.

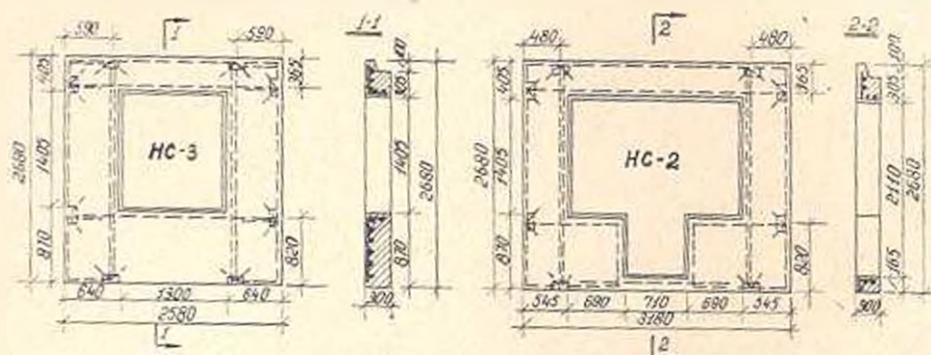


Рис. 1.

Испытания проводились на стенде, представляющем собой жесткую металлическую раму. Вертикальные и горизонтальные силы прикладывались с помощью тарированных пружин. Вертикальное усилие создавалось с помощью четырех пружин, расположенных по две вдоль каждого простенка. Тяги у основания были снабжены шарниром, чтобы не препятствовать деформации образца. Горизонтальная нагрузка на панель передавалась ступенями. Для определения коэффициента внутреннего трения все образцы подвергались двухстороннему циклическому нагружению и разгрузке при различных вертикальных усилиях обжатия. Закрепление образца к стенду осуществлялось по возможности однотипно с закреплением панели в стене здания. Основание стенда служило как бы верхней гранью нижележащей панели. После сварки закладных деталей шов между плитой стенда и нижней гранью испытуемой модели заполнялся цементным раствором. Горизонтальное и вертикальное смещение верха панелей относительно основания, удлинение и укорочение диагоналей измерялись мессурами с точностью 0,001 мм, которые устанавливались с обеих сторон модели. Напряженное состояние панелей определялось тензодатчиками, наклеенными в местах примыкания простенков к перемычке и подоконнику, в количестве 16 штук с каждой стороны образца.

Железобетонные панели НС-3 в количестве двух штук (образцы № 1 и № 2) доводились до разрушения при вертикальном усилии обжатия, равном 0,6 т, что соответствует нагрузке, приходящей на панель первого этажа в пятиэтажном здании. При испытании панелей № 3 и № 4 вертикальное усилие увеличивалось вдвое для выявления возможностей их применения в зданиях повышенной этажности. Панель № 1 потеряла несущую способность при горизонтальной нагрузке, равной 0,85 т. Разрушающая нагрузка панели № 2 была равна

0,80 *m*. Первые трещины появились в местах углов оконных проемов при нагрузке, составляющей 0,7—0,8 от разрушающей. При дальнейшем повышении нагрузки эти трещины увеличивались и распространялись на ширину всего простенка и перемычки. Разрушение панели № 3 наступило при горизонтальном усилии, равном 1,1 *m*, а панель № 4 при — 1 *m*. Следовательно, при увеличении вертикального усилия обжатия вдвое разрушающая горизонтальная нагрузка увеличивается в среднем в 1,27 раз. Относительные деформации удлинения и укорочения диагоналей для одной панели были почти одинаковы. При горизонтальной нагрузке 0,6 *m* средние удлинения и укорочения диагоналей для панелей № 1 и № 2 были равны $\epsilon = 0,35 \times 10^{-3}$, а для панелей № 3 и № 4 при той же горизонтальной нагрузке $\epsilon = 0,26 \times 10^{-3}$. Горизонтальное смещение верха панели относительно основания при вертикальном усилии 0,6 *m* в 1,25 раза больше, чем у панелей № 3 и № 4.

Следуя [2], угол сдвига панели в зависимости от укорочения диагоналей определяли по формуле

$$\gamma = \mu \frac{H^2 + b^2}{Hb\sqrt{H^2 + b^2}},$$

где μ — укорочение диагоналей, H — высота панели и b — ширина панели. В результате проведенных исследований было установлено, что исходя из условия недопущения трещин в железобетонной панели ИС-3 при сдвиге в плоскости стены значения угла сдвига не должны превышать 1/2000. Для характеристики деформативности панелей, кроме того определялся коэффициент деформативности, выраженный отношением горизонтального смещения верха панели к соответствующей горизонтальной нагрузке

$$K = \frac{U}{P}.$$

Значения коэффициентов деформативности при нагрузках, составляющих 0,5 и 0,8 от разрушающих, приводятся вместе с другими основными осредненными характеристиками моделей в табл. 1.

Циклическая нагрузка для определения коэффициента внутреннего трения прикладывалась к образцам при трех разных усилиях обжатия. Средние значения коэффициентов внутреннего трения в зависимости от вертикальной нагрузки Q были равны: при $Q=0$, $\psi=0,81$; $Q=0,6$, $\psi=0,64$ и $Q=1,2$, $\psi=0,59$, т. е. с увеличением усилий обжатия величина ψ уменьшается.

Железобетонные панели ИС-2 испытывались аналогично панелям ИС-3. Разрушающая горизонтальная нагрузка образцов № 5 и № 6 при вертикальном усилии 0,6 *m* была соответственно равна 0,65 *m* и 0,60 *m*. При увеличении вдвое вертикального усилия модели № 7 и № 8 потеряли несущую способность при горизонтальной силе 0,90 *m* и 0,85 *m*. Первые трещины появились, так же как в панелях ИС-3, в углах прое-

Таблица 1

Средние прочностные и деформативные характеристики испытанных образцов

Вид образца	Вертикальная нагрузка на панель m	Номер образца	Горизонтальная нагрузка m		$\frac{P_{02}}{P_{01}}$	Горизонтальное смещение верха образца $m.m$ (l)			Относительное укорочение диагональ $\epsilon \cdot 10^{-5}$			Относительное удлинение диагонали $\epsilon \cdot 10^{-1}$			Коэффициент деформативности $m.m/m$		$\frac{K_{04}}{K_{05}}$
			P_{01}	P_{02}		При относительной нагрузке P/P_{01}						K_{04}	K_{05}				
						0,2	0,5	0,8	0,2	0,5	0,8			0,2	0,5	0,8	
НС-3	0,6 (15,0)	1	0,625	0,825	0,76	0,22	0,66	1,92	8,0	20,0	44,0	8,0	20,0	48,0	1,60	2,91	1,82
		2	(15,6)	(20,6)		(1,10)	(3,30)	(9,14)							(0,32)	(0,58)	
	1,2 (30,0)	3	0,85	1,05	0,81	0,21	0,76	2,35	6,0	18,5	41,0	7,5	19,0	51,0	1,44	2,80	1,91
		4	(21,4)	(26,2)		(1,24)	(3,80)	(11,75)							(0,21)	(0,56)	
НС-2	0,6 (15,0)	5	0,50	0,625	0,80	0,12	0,40	1,20	5,0	17,5	48,0	6,0	18,5	17,5	1,28	2,40	1,87
		6	(12,5)	(15,6)		(0,60)	(2,00)	(6,00)							(0,26)	(0,48)	
	1,2 (30,0)	7	0,725	0,875	0,83	0,16	0,14	1,48	7,5	21,5	12,5	8,0	22,5	48,5	1,00	2,10	2,10
		8	(18,1)	(21,8)		(0,80)	(2,20)	(7,40)							(0,20)	(0,31)	

Примечание. Цифры в скобках относятся к образцам натуральных размеров при подобии $l^* = 10$, $l^* = 10$, $l^* = 10$, $K^* = \frac{1}{10} K$.

ма при нагрузке, составляющей 0,8 от разрушающей. Относительные деформации удлинения и укорочения диагоналей панелей в среднем сечении при горизонтальной нагрузке 0,5 *m* для образцов № 5 и № 6 были равны $\varepsilon = \pm 0,48 \times 10^{-3}$, а для моделей № 7 и № 8 — $\varepsilon = 0,24 \times 10^{-3}$ т. е. уменьшились в два раза. Среднее отношение горизонтального смещения верха панелей № 5 и № 6 к смещению образцов № 7 и № 8 при сдвигающей силе 0,5 *m* равно 2,5. Угол перекоса панелей НС-2, исходя из условия недопущения появления трещин при сдвиге в плоскости стены, не должен превышать 1/3000. Коэффициенты внутреннего трения моделей НС-2, определенные при циклических нагружениях и разгрузках образцов, с максимальной силой составляющей 0,3 от разрушающей нагрузки, были равны при $Q = 0$, $\psi = 0,89$, $Q = 0,6 m$, $\psi = 0,71$ и $Q = 1,2 m$, $\psi = 0,63$. Коэффициенты деформативности моделей с повышением горизонтальной нагрузки от 0,5 до 0,8 $P_{раз}$ увеличиваются вдвое.

Характер разрушения испытанных под действием горизонтальных сил панелей типов НС-2 и НС-3 для крупнопанельных зданий серии А1-464-С показывает, что они с сохранением достаточного запаса прочности могут воспринять сейсмические нагрузки, соответствующие 8–9 баллам.

АИСМ

Поступило 25.1.1968.

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Назиров А. Г. О механическом поведении твердых деформируемых тел. Ереван, 1965.
2. Морозов Н. В. Конструкции стен крупнопанельных жилых зданий. М., 1964.

Л. Ф. КУЛИКОВСКИЙ, Б. Я. ЛИХТЦЕНДЕР, М. Г. НАГЛЯВЯН

ОБОБЩЕННОЕ ВЫРАЖЕНИЕ ДЛЯ ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТИ
ВСЕХ ВИДОВ ЦЕПЕЙ СРАВНЕНИЯ

Представление цепей сравнения для измерения параметра двухполюсников в виде автономной шестиполюсной схемы позволяет сделать некоторые обобщения, как для мостовых и дифференциальных,

так и для компенсационных схем. На рис. 1 представлена обобщенная цепь уравнивания параметров активных двухполюсников. Измерительная схема представляющая собой шестиполюсник, характеризуется неавтономными *Z*-параметрами и автономными *E* параметрами $E_A; E_C; E_B$. К первым входным зажимам шестиполюсника подключается измеряемый двухполюсник, ко вторым входным зажимам — сравниваю-

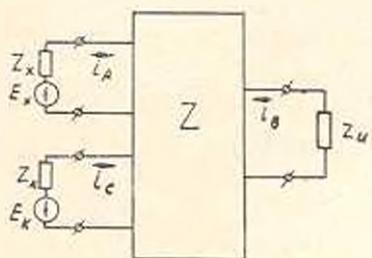


Рис. 1.

щий двухполюсник, а к выходным зажимам подключается измеритель