

А. О. СААКЯН, Р. А. КОТИКЯН

ПОЛЗУЧЕСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОДЕЛЕЙ ЯДЕР
ЖЕСТКОСТИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ
ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Ядро жесткости многоэтажного здания предназначено для обеспечения прочности, пространственной жесткости и устойчивости здания. Оно является основным несущим элементом многоэтажных зданий различных конструктивных систем. Ползучесть таких конструкций при действии горизонтальных нагрузок практически не исследована. Испытаниям подверглись железобетонные модели в 1/10 натуральной величины, смоделированные методом простого механического подобия [1]. В качестве оригинала было принято ядро жесткости с тремя проемами на этаже 16-этажного здания типа «Трилистник», возводимого методом подъема перекрытий.

В табл. 1 приводятся характеристики продольного армирования простенков ствола модели. Продольная арматура состояла из 21 стержня. По высоте модели диаметр арматуры изменялся, исходя из закона изменения внешних нагрузок. Стыки продольной арматуры — сварные внахлестку. В зоне конструктивного армирования применена арматура класса В-1.

Продольная арматура перемычек принималась симметричной, поперечная — в виде двухрезных хомутов, которые распределялись с одинаковым шагом по пролету перемычки. В качестве поперечной арматуры в перемычках были использованы стержни класса В-1 диаметром 3 мм с шагом 30 мм (табл. 1).

Бетон марки 300 приготовлен на базальтовом щебне фракции 5 ÷ 10 мм и кварцевом песке фракции 0 ÷ 5 мм. В качестве вяжущего был применен портландцемент активностью 400 кг/см². Одновременно были изготовлены кубы с размерами ребер 7 см и призмы размерами 7×7×28 см. Положение бетонирования — горизонтальное. Образцы освобождались от форм через три суток, после чего до испытания они хранились в естественных условиях.

Результаты кратковременных испытаний подвергнуты статистической обработке. Контрольные образцы арматуры вырезались из концевых участков стержней, предназначенных для армирования модели. Их испытания проводились в соответствии с ГОСТ 12004-66.

Испытание модели на специальном стенде [2] осуществлялось по треугольному закону распределения нагрузки при направлении действия внешней поперечной нагрузки по отношению к плоскости проемов шва 3 под углом $\alpha = 90^\circ$ (фиг. 1). Промежуток между простенками, в котором

располагаются перемычки (связи сдвига), в дальнейшем будем называть швом. До испытания с помощью пригружающего устройства создавалась дополнительная вертикальная нагрузка, обеспечивающая подобие гравитационных сил оригинала и модели. Деформации в бетоне и арматуре измерялись с помощью тензорезисторов, которые подключали к регистрирующему прибору. После этого на стенде устанавливались система полиспастов, динамометры, тали и 52 механических тензометра. В процессе испытания, вследствие ползучести бетона, имело место перераспределение напряжений между бетоном и арматурой с одновременным увеличением прогибов.

Таблица 1

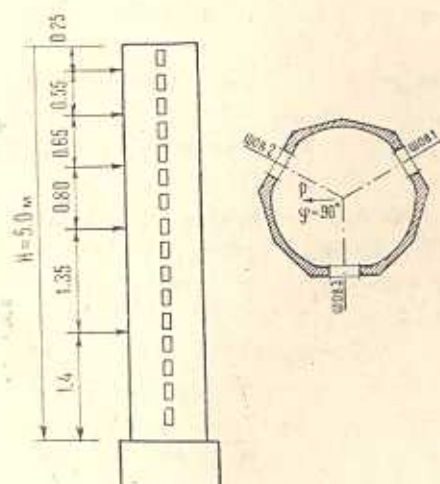
Характеристика армирования модели

Вид армирования	№№ участка армирования	Высота участка армирования	Диаметр стержней в мм	Класс арматуры	Процент продольного армирования участка в %	Процент поперечного армирования в %
Продольное	1	0 ÷ 0.54	8; 6	A-III	1.616	—
	2	0.54 ÷ 1.14	8; 6	A-III	1.376	—
	3	1.14 ÷ 1.44	6	A-III	1.030	—
	4	1.44 ÷ 1.74	6; 5	A-III; B-I	0.880	—
	5	1.74 ÷ 2.34	5	B-I	0.713	—
	6	2.34 ÷ 2.64	5; 3	B-I	0.500	—
	7	2.64 ÷ 5.00	3	B-I	0.258	—
Поперечное	1	0 ÷ 5.0	3	B-I	—	0.34
Перемычки	1	0 ÷ 2.75	5	B-I	1.55	0.78
	2	2.75 ÷ 5.0	4	B-I	1.00	0.78

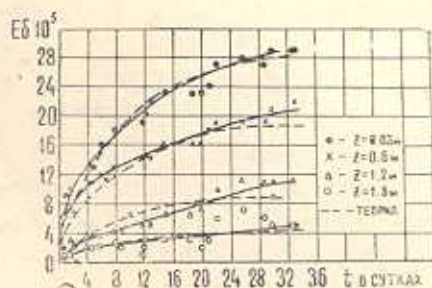
На напряженно-деформированное состояние сечений влияют также усадка бетона, рост модуля деформации бетона во времени, а также развитие и появление новых трещин в растянутом бетоне. Следует отметить также, что некоторые факторы вызывают разноименный эффект и в отдельных случаях нейтрализуют друг друга. Опыты показывают, что растягивающие напряжения в продольной арматуре ствола из-за ползучести бетона и возникновения трещин в растянутой зоне увеличиваются всего на 5 ÷ 10%.

На фиг. 2 приведены экспериментальные кривые ползучести бетона для разных уровней ствола модели. Разные кривые ползучести по высоте ствола обусловлены законом изменения внешних нагрузок. При испытании измерения проводились на высоте $z = 0,03$ м; 0,6 м; 1,2 м; 1,8 м, считая от заделки в крайних точках сжатой зоны бетона. Относительные деформации были равны $\epsilon_6 = 39 \times 10^{-5}$, 26×10^{-5} , 12×10^{-5} и 5×10^{-5} , которые соответствовали напряжениям $\tau_6 = 86$ кгс/см², 57 кгс/см², 27 кгс/см² и 12 кгс/см² при кратковременном действии нагрузки. В табл. 2 приведены значения ползучести бетона, а также «характери-

стика» ползучести ($\varphi(t)$) при разных интервалах действия расчетной нагрузки t . Из приведенных данных видно, что «характеристика» ползучести практически не изменяется с изменением сжимающих напряжений в бетоне сжатой зоны, так как напряжения в бетоне везде намного меньше половины призмочной прочности бетона ($R_{пр} = 314 \text{ кгс/см}^2$).



Фиг. 1.



Фиг. 2.

С увеличением продолжительности действия внешней расчетной нагрузки, «характеристика» ползучести увеличивается и при $t = 30 \text{ сут}$ деформации ползучести составляют более чем 70% начальной упругой деформации. Одновременно с этим кривые ползучести имеют тенденцию к заметному возрастанию (фиг. 2).

Таблица 2

Значения ползучести бетона

z в м	$\varepsilon_6 \cdot 10^{-5}$	σ_6 кгс/см ²	$10^{-5} \times \varepsilon_{пол.}(t)$ при t в сут.				$\varphi(t) = \varepsilon_{пол.}(t) / \varepsilon_6$			
			4	10	20	30	4	10	20	30
0.03	39	86	11.0	21	26.2	27.6	0.305	0.54	0.67	0.71
0.6	26	57	7.96	14	17.5	18.4	0.30	0.54	0.67	0.71
1.2	12	27	3.83	6.75	8.54	8.9	0.32	0.56	0.71	0.74
1.8	5	12	1.7	3.0	3.8	4.0	0.31	0.54	0.70	0.73

При аппроксимации экспериментальных кривых ползучести можно воспользоваться линейной теорией упруго-ползучего тела Маслова-Арутюняна [3]. Как известно, согласно этой теории связь между напряжениями σ_6 и деформациями $\varepsilon_{пол.}(t)$ при одноосном напряженном состоянии и постоянном напряжении может быть выражена формулой:

$$\varepsilon_{пол.}(t) = C_0(1 - e^{-\gamma t}) \times \sigma_6 \quad (1.1)$$

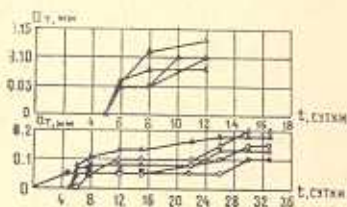
где C_0 и γ — постоянные величины, определяемые из опыта.

В результате описания кривых ползучести сжатого бетона модели ядра жесткости при расчетной нагрузке была получена следующая зависимость:

$$\epsilon_{пол.}(t) = 0.322(1 - e^{-0.1386t}) \times \sigma_0 \quad (1.2)$$

На фиг. 2 пунктирными линиями приведены расчетные кривые по формуле (1.2), что показывает достаточно хорошую сходимость экспериментальных и расчетных кривых ползучести.

Многочисленные исследования показали, что процесс трещинообразования в большой мере зависит от фактора времени. Ползучесть бетона приводит к расширению нормальных трещин, возникших в момент загрузки модели расчетной нагрузкой, и одновременно, что самое главное, возникают новые нормальные трещины. Такие результаты, в частности, были получены В. М. Баташевым [4] с изгибаемыми и внецентренно сжатыми образцами кольцевого сечения. В этих исследованиях ширина раскрытия нормальных трещин при длительном действии внешней нагрузки увеличивалась в 1,9 раза, что на 20% больше, чем предложено в СНиП П-21-75. Нами было исследовано развитие и образование нормальных трещин при длительном действии расчетной нагрузки. При $t = 32$ сут. рост раскрытия ширины нормальных трещин $a_T(t)$ по отношению к ширине трещин при начальном кратковременном действии расчетной нагрузки составляет 50÷100% (фиг. 3). В табл. 3 приведены эти данные для разных величин трещин. Схемы расположения нормальных и косых трещин приведены на фиг. 7.



Фиг. 3.

Таблица 3

№ трещин	$a_T(0)$ в мм	$a_T(t)$ при $t=32$ сут. в мм	$\frac{a_T(t)}{a_T(0)}$
1	0.25	0.20	0.8
2	0.22	0.18	0.8
3	0.15	0.15	1.0
4	0.27	0.13	0.48
5	0.20	0.10	0.50

Рассмотрим процесс развития косых трещин при длительном действии расчетной нагрузки. При испытании модели ядра жесткости косые трещины появляются в углах проемов швов 2 и 3 почти одновременно с нормальными трещинами. Под действием кратковременной расчетной нагрузки косые трещины на шве 3 открываются на уровне всех этажей. Что касается шва 2, то косые трещины распространяются до уровня 11 этажа. Исследования показали, что в большинстве случаев под действием длительной нагрузки ширина косых трещин увеличивается в 2÷3 раза по сравнению с соответствующими величинами при кратковременном действии нагрузки.

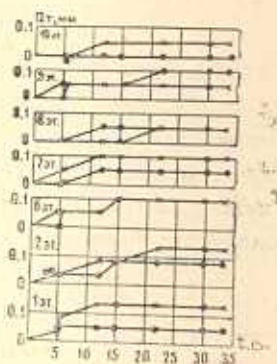
Это можно объяснить тем, что ширина раскрытия косых трещин в углах проемов при кратковременном действии расчетной нагрузки доста-

точно мала по сравнению с шириной раскрытия нормальных трещин и составляет примерно 0,05 мм. При длительном действии внешней нагрузки после 32 сут. абсолютные величины ширины раскрытия нормальных трещин находятся в пределах от 0,1 мм до 0,2 мм, а соответствующие величины косых трещин шва 3 до восьмого этажа — от 0,1 мм до 0,13 мм.

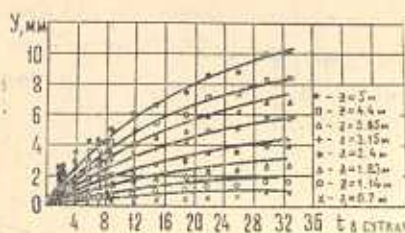
На фиг. 4 показаны изменения ширины раскрытия косых трещин в углах проемов по швам 2 и 3. Как видно из этих графиков, до уровня 8 этажа ширина косых трещин по шву 3 намного превышает их величину по шву 2. После 8-го этажа эта закономерность не сохраняется.

Вследствие ползучести бетона прогибы железобетонных моделей ядра жесткости возрастают.

На фиг. 5 разными точками отмечены экспериментальные значения прогибов при длительном действии расчетной нагрузки. Прогибы измерялись на разных высотах ствола модели. Как видно из приведенных графиков, с увеличением высоты ствола абсолютная величина прогибов в течение времени увеличивается. Отношения значений $Y(t)$ при $t=32$ сут. к прогибам при кратковременном действии нагрузки приведены в табл. 4.



Фиг. 4.



Фиг. 5.

Данные табл. 4 показывают, что значения отношений $Y(t)/Y_0$ («характеристика» ползучести прогиба) при $t = 32$ сут., начиная с некоторой высоты ствола модели ($z = 1,83$ м), практически не отличаются друг от друга. Некоторые повышенные значения отношений $y(t)/y_0$ при меньших значениях z можно объяснить тем, что рост прогибов, а также увеличение напряжения в растянутой арматуре и развитие трещин в течение времени происходят, главным образом, в связи с ростом деформаций бетона из-за ползучести, а, как известно, влияние ползучести бетона сказывается сильнее на нижней части ствола, где больше напряжения.

Целью настоящих исследований, помимо установления закономерности влияния ползучести бетона на прогибы модели, являлось также исследование возможности выражения этой закономерности по одной из теорий ползучести.

Проведенные исследования показали (фиг. 5), что существует нелинейная связь между изменяющимися во времени прогибами и внешним

моментом M . При аппроксимации экспериментальных кривых ползучести была получена следующая зависимость:

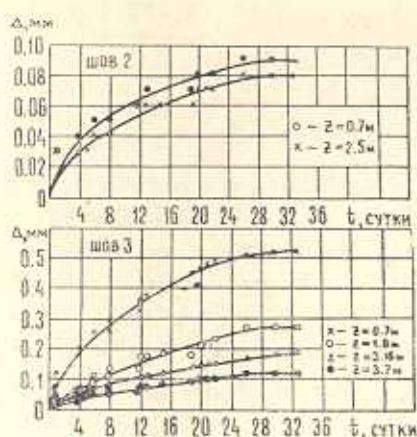
$$Y(t) = (1 - e^{-0.6511t}) [12.6 - 2.8\sqrt{M}] \quad (1.3)$$

Расчетные кривые по формуле (1.3) приведены на фиг. 5 (сплошные линии).

Таблица 4

z в м	Y_0 в мм	$Y(t)$ при $t=32$ сут. в мм	$Y(t)/Y_0$
0.7	1.24	0.98	0.79
1.14	2.83	1.55	0.56
1.83	5.89	2.55	0.43
2.40	8.61	3.90	0.45
3.15	13.1	5.70	0.44
3.85	17.51	6.75	0.39
4.40	20.97	8.40	0.40
5.00	24.15	10.15	0.41

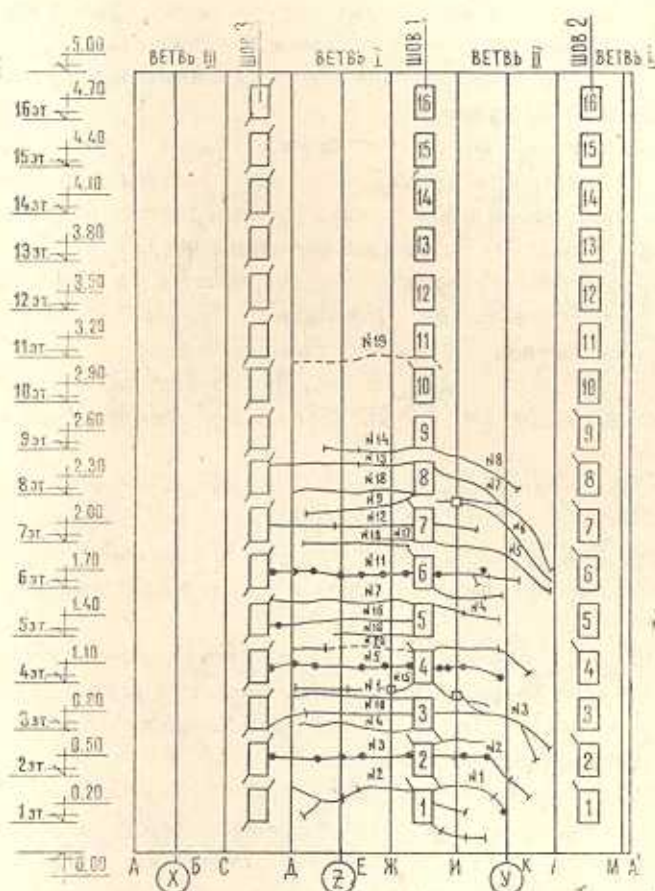
При испытании железобетонных моделей ядра жесткости с проемами под действием длительной расчетной нагрузки особо важно исследовать взаимное смещение концов перемычек во времени. Это объясняется тем, что ветви ядра жесткости соединены с помощью перемычек, играющих важную роль при распределении напряжений между сжатой и растянутой зонами сечения, что происходит вследствие ползучести бетона.



Фиг. 6.

На фиг. 6 приведены экспериментальные кривые взаимного смещения во времени концов перемычек швов 2 и 3, находящихся на разных высотах ствола модели, в диапазоне 0,7—3,7 м. Как видно из приведенных графиков, с увеличением высоты взаимные смещения концов перемычек умень-

шаются. Максимальные значения смещений в течение времени возникают на шве 3. При $z = 0,7$ м ползучесть взаимных смещений концов перемычки шва 3 при $t = 32$ сут. в 5,8 раза больше, чем соответствующая величина на шве 2.



Фиг. 7.

Таблица 5

Высота ствола в м	$\Delta(0)$ в мм	$\Delta(t)$ при $t=32$ сут. в мм	$\Delta(t)/\Delta(0)$
0.7	1.39	0.52	0.374
1.9	0.49	0.27	0.551
3.16	0.40	0.18	0.450
3.7	0.25	0.12	0.480

В табл. 5 приведены значения смещений концов перемычек при действии кратковременной расчетной нагрузки $\Delta(0)$ и ползучесть взаимного смещения $\Delta(t)$ при длительности действия нагрузки $t = 32$ сут.

Выводы

На основании результатов испытаний железобетонной модели ядра жесткости под длительным действием расчетной нагрузки, прикладываемой в течении $t = 32$ сут., можно заключить:

1. Напряжения в арматуре растянутой зоны ствола модели вследствие ползучести бетона и возникновения дополнительных трещин увеличиваются на 5—10% по сравнению с напряжениями при кратковременном действии расчетной нагрузки.

2. Характеристика ползучести бетона сжатой зоны практически не изменяется по высоте ствола модели. С увеличением продолжительности действия внешней расчетной нагрузки характеристика ползучести увеличивается и при $t = 32$ сут. достигает величины $\varphi(32) = 0,75$.

3. Ползучесть бетона приводит к существенному увеличению прогибов ствола ядра жесткости. Начиная с некоторой высоты ствола ($z = 1,83$ м), отношение $Y(32)/Y_0$ в среднем составляет 0,42.

4. Экспериментальные кривые ползучести бетона, а также прогибов ствола ядер жесткости достаточно хорошо описываются теорией упруго-ползучего тела.

5. Ползучесть бетона приводит к увеличению ширины нормальных трещин, получившихся в момент загрузки кратковременной нагрузкой, и образованию новых нормальных трещин. Увеличение ширины трещин по отношению к их ширине при кратковременном нагружении составляет 1,5—2 раза.

6. Длительность действия внешней расчетной нагрузки оказывает существенное влияние на раскрытие косых трещин в углах проемов. Ширина косых трещин увеличивается в 2—3 раза по сравнению с их величиной при кратковременном действии нагрузки.

7. Взаимные смещения концов перемычек ствола ядра жесткости в значительной степени зависят от длительности действия внешней расчетной нагрузки. При $t = 32$ сут. взаимные смещения концов перемычек шва, плоскость которого параллельна направлению действия внешней нагрузки, в среднем в 1,5 раза больше, чем соответствующая величина при кратковременном действии нагрузки.

Всесоюзный институт
«ПЭКТИ»

Поступила 6 IX 1981

Ա. Օ. ՍԱՀԱԿՅԱՆ, Թ. Ա. ԿՈՏԻԿՅԱՆ

ԲԱԶՄԱՀԱՐԿ ՇԵՆՔԵՐԻ ԵՐԿԱՔԲԵՏՈՆՆՅԱ ԱՄՐՈՒԹՅԱՆ ՄԻՋՈՒԿՆԵՐԻ
ՄՈԿԵԼՆԵՐԻ ՍՈՂԲԸ ՀՈՐԻՋՈՆԱԿԱՆ ՈՒԺԵՐԻ ԱԶԳԵՅՈՒԹՅԱՆ ԳԵՊԲՈՒՄ

Ա. Վ. Փ. Ռ. Փ. Ն. Ի. Դ.

Աշխատանքը նվիրված է բազմաճարկ շենքերի երկաթբետոնյա ամրության միջուկների մոդելների սողքի հետազոտմանը հորիզոնական ուղիների ազդեցության տակ:

Ստացված են բետոնի սեղմված գոտու սողքի էքսպերիմենտալ կապերը, որոնք բավականաչափ լավ են մոտարկվում առանցքա-սողքային մարմնի սողքի տեսությամբ: Հետազոտությունները ցույց են տվել, որ բետոնի սողքը էական է ազդում կոնստրուկցիայի լարվածային վիճակի, ճկվածքների, ճարերի առաջացման և լայնացման, ինչպես նաև միջնորմների վերջավորությունների փոխադարձ տեղաշարժի վրա:

THE CREEP OF REINFORCED CONCRETE CORE MODELS

A. O. SAHAKIAN, R. A. KOTIKIAN

S u m m a r y

The study is devoted to experimental and theoretical investigation of creep of reinforced concrete core models.

We have obtained experimental curves of stressed section concrete creeping, which are well approximated with the elastic-creep theory.

The investigations have proved that concrete creep has a great influence on stressed-deformed state, deflection, opening and development of cracks, as well as on reciprocal shifting of connecting beams.

ЛИТЕРАТУРА

1. Назаров А. Г. О механическом подобии твердых деформируемых тел (о теории моделирования). Ереван: Изд-во АН Армянской ССР, 1965.
2. Саакян А. О., Саакян Р. О., Шахназарян С. Х. Стенд для испытания конструкций. Авторское свидетельство № 654871. «Бюллетень изобретений», 1979, № 12.
3. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.—Л.: Гостехиздат, 1952.
4. Баташев В. М. Прочность, трещиностойкость и деформация железобетонных элементов с многоярдным армированием. Киев: «Будивельник», 1978.