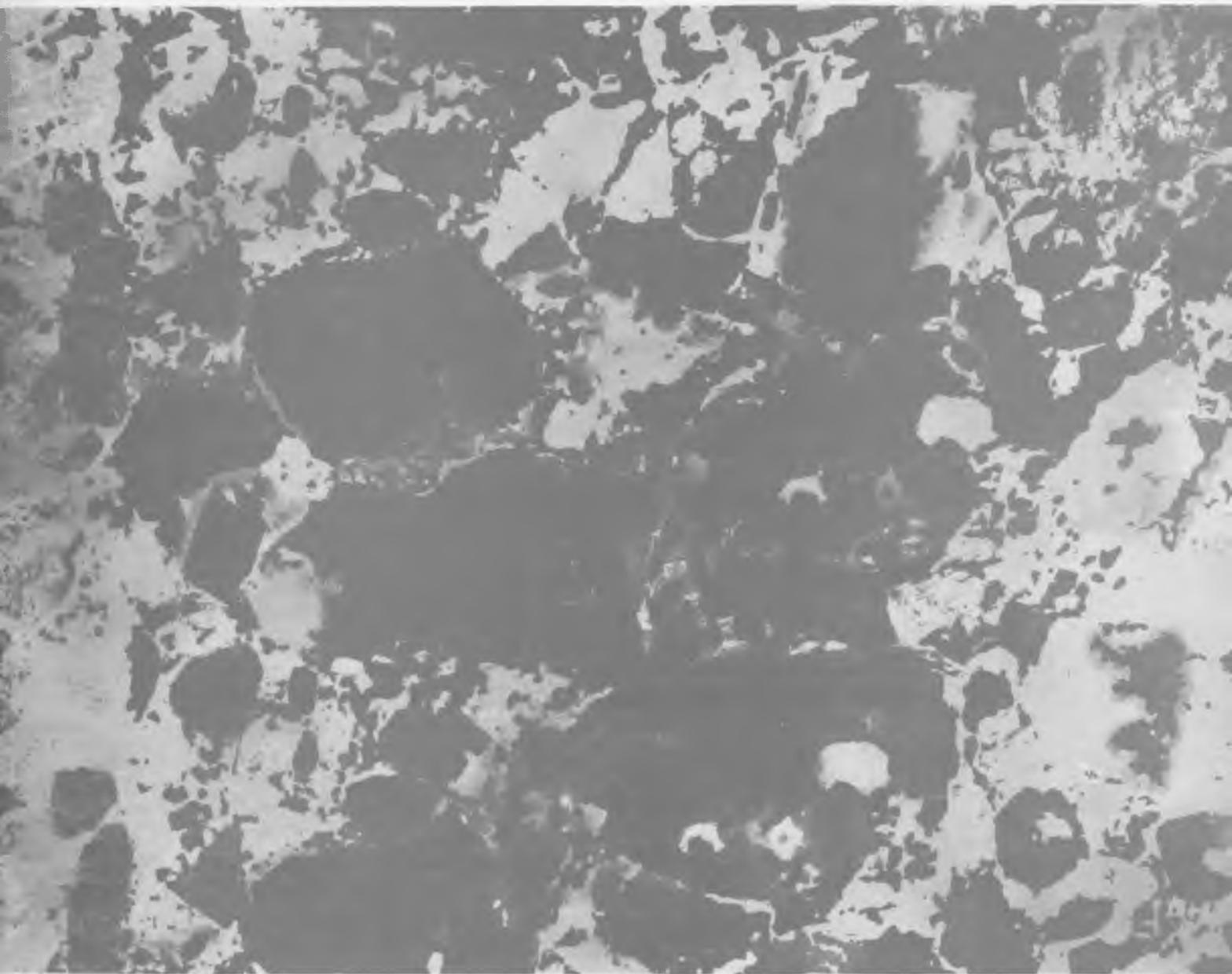


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3

2003





“КАРАТ”

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ОНИКС-2.41/2.42 - измерители прочности строительных материалов (удар+отскок), 1...100 МПа

ОНИКС-0С - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием, 5...100 МПа

ВИМС-1.У - влагомер универсальный, 0...200 %, 100 характеристик

ВИМС-1.Д - влагомер древесины, 0...200 %, 28 пород древесины

ПУЛЬСАР-1 - ультразвуковой тестер (Т, V, R, ρ, E) 500...9000 м/с, 5...70 МПа, 0...10 м

ПОИСК-2.3/2.4 - измерители параметров армирования 0...170 мм, 3...50 мм, настройка на сталь, сканирование, акустический поиск, d_x

ВДЛ-5М - вихретоковый дефектоскоп металлов

ВИБРАН-01 - виброанализатор 1...1000 Гц, 0...500 мм/с, 27...256 линий спектра

ВИСТ-2.3 - виброметр 5...1000 Гц, 0...3 мм, 0...500 мм/с

ИЧСК-1 - измеритель частоты собственных колебаний, 22 Гц...18 кГц

МИТ-1 - мобильный измеритель теплопроводности 0,01...2 Вт/м²К



ВИМС-1.3 - влагомер зондовый, 0...100%

РТ-2 - одноканальный ПИ- регулятор температуры

ТЕРМОКОМ-4 - мобильный термографический комплекс

РТВ-2 - миниатюрный термограф -30...+85°С, Ø17×6 мм

ТЕРМОСКОП-1 - прибор обслуживания термографов

ТЕМП-3.Х - регистрирующие термометры и термогигрометры 2-3 каналные

- расширенные диапазоны
- высокая достоверность
- универсальность
- регистрация результатов в реальном времени
- сервисные компьютерные программы
- оптоинтерфейс
- дисплей с подсветкой
- малогабаритность
- корпус 145×70×25 мм
- аккумуляторное питание

РТМ-5.Х - многоканальный регулятор-регистратор для термообработки бетона 8 каналов, -50...+200°С

ТЕРЕМ-3.Х - многоканальные терморегистраторы

ТЕРЕМ-4 - универсальный регистратор деформации, температуры, теплового потока, влажности и др. параметров

64 канала
ТЕРМОТРАНСФЕР - прибор сбора данных регистрации

Специальные программы компьютерной обработки результатов измерений

454080, Челябинск-80, а/я 12771, тел.: (3512) 655-638, 608-742
E-mail: carat@chel.surnet.ru http://www.carat-ndt.ru

г.Москва НИИЖБ тел.: 095-174-75-13,
E-mail: carat@niizhb.ru 8-926-204-55-47
г.Санкт-Петербург тел. 912-998-45-86

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИЖелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

- КАПРИЕЛОВ С.С., КАРПЕНКО Н.И., ШЕЙНЕЛЬД А.В., КУЗНЕЦОВ Е.Н.* Влияние органоминерального модификатора МБ-50С на структуру и деформативность цементного камня и высокопрочного бетона 2
- КРАСНОВ А.М.* Усадочные деформации высоконаполненного высокопрочного мелкозернистого песчаного бетона 8

КОНСТРУКЦИИ

- ЖИВ А.С., КАНТЕ С.* Экспериментальное исследование стрельчатой цилиндрической оболочки средней длины из легкого бетона 11

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ИВАНОВ А.И.* Особенности расчета и конструирования каркасных монолитных многоэтажных зданий 14
- ПАНЬШИН Л.Л., КРАШЕНИННИКОВ М.В.* Оценка эффективности неупругой деформационной модели при расчете нормальных сечений 19

ТЕОРИЯ

- ЕКИМОВ В.К., БОНДАРЕНКО В.М.* Закономерности потерь усилий предварительного обжатия сооружений и мостов 23
- ЮСУПОВ Р.К.* Процесс схватывания как отражение кинетики контактных взаимодействий в бетонах 25

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- ПОДМАЗОВА С.А.* Технологические аспекты обеспечения морозостойкости бетона 28

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

- АЛЕКСАНДРОВСКИЙ С.В.* О статье А.М.Подвального "Об оценке результатов коррозионных испытаний и марках бетона по морозостойкости" 30

БИБЛИОГРАФИЯ

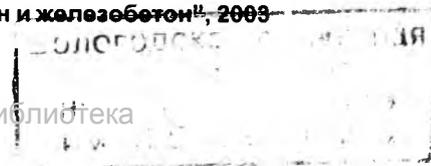
- ГУСЕВ Б.В., ФАЙВУСОВИЧ А.С.* Интересная монография 32



Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2003



С.С.КАПРИЕЛОВ, д-р техн. наук, Н.И.КАРПЕНКО, д-р техн. наук, проф., А.В.ШЕЙНФЕЛЬД, канд. техн. наук, Е.Н.КУЗНЕЦОВ, инж. (НИИЖБ)

Влияние органоминерального модификатора МБ-50С на структуру и деформативность цементного камня и высокопрочного бетона

Как известно, модуль упругости, ползучесть, усадка такого композиционного материала, как бетон, зависят от деформативных характеристик его компонентов, т.е. цементного камня, растворной части и крупного заполнителя, а также от объемной концентрации каждого из указанных компонентов в составе бетона. На этом, в частности, основаны и разные математические модели, позволяющие с большей или меньшей точностью прогнозировать модуль упругости и ползучесть бетонов [1, 2].

Так как высокопрочные бетоны характеризуются повышенным расходом цемента, влияние модуля упругости, ползучести и усадки цементного камня на деформативные характеристики бетона становится более значимым.

Учитывая то, что свойства цементного камня предопределяются характеристиками его структуры – пористостью и составом кристаллогидратов, в частности балансом между субмикроструктурами геля (гелевыми гидратами) и крупными кристаллами, решение проблемы регулирования деформативных ха-

рактеристик высокопрочного бетона в значительной степени зависит от возможности модифицирования структуры цементного камня за счет разных добавок.

Исследованиями, проведенными ранее, было показано влияние органоминеральных модификаторов серии “МБ” на пористость и фазовый состав цементного камня и выявлена связь этих характеристик с прочностью и проницаемостью бетона [3–5, 12].

Целью данной работы являлось определение зависимости модуля упругости и ползучести высокопрочного бетона от параметров структуры цементного камня и, соответственно, дозировок модификатора и воздухововлекающей добавки. Объектом исследований был высокопрочный мелкозернистый бетон с органоминеральным модификатором МБ-50С, в составе которого присутствуют микрокремнезем, зола-уноса и суперпластификатор.

Идея эксперимента заключалась в сравнении бетонов одинакового класса по прочности на сжатие, имеющих равный объем цемент-

ного камня, но разного состава. Сравнение проводили по таким параметрам, как фазовый состав и пористость цементного камня, модуль упругости, усадка и ползучесть. Для этого готовили образцы высокопрочного мелкозернистого бетона с дозировками комплексного модификатора 0% (контрольный образец), 10, 20 и 50% от массы цемента. Кроме того, с 20%-ной дозировкой модификатора приготовлены образцы мелкозернистого бетона с дополнительным введением воздухововлекающей добавки (ВВД), а также образец тяжелого бетона с крупным заполнителем. Контрольный образец бетона приготовлен из смеси с ОК=5 см, бетоны с модификатором — из смеси с ОК=21-23 см. Все образцы мелкозернистого бетона имели одинаковое водовязующее отношение [вода/(цемент + модификатор)], равное 0,235, примерно одинаковый расход вяжущего (цемент + модификатор) в диапазоне 742-781 кг/м³ и объем цементного камня, равный 0,4 м³/м³. Образец тяжелого бетона с крупным заполнителем имел то же водовязующее отношение, равное

Составы и свойства бетонных смесей

Таблица 1

№ состава	МБ14-50С, % от Ц	Состав бетонных смесей, кг/м ³							Свойства бетонных смесей			
		Ц	МБ14-50С	П	Щ	В	СП С-3	СНВ	В/Ц+МБ	γ, кг/м ³	ОК, см	v _{ва} , %
1	0	762	—	1356	—	179	23	—	0,235	2320	5	6
2	10	706	75	1296	—	183	—	—	0,235	2260	21	7,5
3	20	631	133	1310	—	178	—	—	0,235	2254	22	9
4	50	487	255	1220	—	168	—	—	0,235	2130	23	9,5
5	20	622	131	1216	—	174	—	0,112	0,235	2143	23	15
6	20	545	115	575	995	155	—	—	0,235	2385	22	3,6

Физико-механические свойства бетона

№ состава по табл. 1.	МБ14-50С, % от Ц	Прочность, МПа			Деформативные свойства			
		кубиковая на сжатие	призменная на сжатие	на растяжение при изгибе	модуль упругости, МПа $\times 10^{-3}$	коэффициент Пуассона	усадка, $\times 10^5$	мера ползучести, МПа $^{-1} \times 10^6$
1	0	101,5	80,9	3,8	39,1	0,25	68,8	34
2	10	111,4	82,6	4,6	45	0,27	72,5	13,7
3	20	112,1	81,2	5	42,3	0,24	74,5	18,4
4	50	104,6	76	4,2	38,5	0,24	71,3	20,6
5	20	103	70	4,1	37,5	0,25	77	23,2
6	20	116,9	86,3	6,1	47	0,25	36	16,2

0,235, но расход вяжущего был 660 кг/м³.

Присутствие в приготовленных смесях модификатора в разных дозировках, а также ВВД позволяло варьировать составом цементного камня и его поровой структурой.

Составы и свойства бетонных смесей приведены в табл. 1.

Для приготовления бетонов использовали следующие материалы: портландцемент М500 Д0 (минералогический состав, %: С₃S=59, С₂S=16, С₃A=6, С₄AF=13, СаSO₄·2Н₂O=4), соответствующий ГОСТ 10178 и ГОСТ 30515; модификатор бетона МБ-50С, содержащий микрокремнезем, золу-унос, суперпластификатор в соотношении 43:43:14 и, согласно ТУ 5743-083-46854090-98 с изменениями №1, маркированный как МБ 14-50С; песок кварцевый (М_{кр} = 2,5), соответствующий ГОСТ 8736; щебень гранитный (фракция 5-20 мм), соответствующий ГОСТ 8267 и ГОСТ 26633; воздухововлекающая добавка (ВВД) - смола нейтрализованная воздухововлекающая (СНВ), соответствующая ТУ 13-0281078-75-90.

Параметры структуры цементного камня исследовались комплексом методов. Пористость в диапазоне от 1·10⁻³ до 1·10³ мкм определяли взаимодополняющими методами малоугловой рентгеновской дифракции, ядерного магнитного резонанса, ртутной порометрии и оптической микроскопии. Состав кристаллогидратов цементного камня (фазовый состав) определяли рентгенофазовым и дифференциаль-

но-термическим анализами [3–5, 12].

Модуль упругости, ползучесть и усадку определяли согласно ГОСТ 24452 и ГОСТ 24544 на образцах 10·10·40 см*. Усадку определяли на образцах, которые хранились на воздухе в нормальных условиях (t=20±2°C, W=98%). Ползучесть определяли при уровне нагружения 0,3 R_{бл} на "запечатанных" образцах с изолированной поверхностью, для которых к моменту испытаний в течение 28 сут обеспечивали твердение при нормальных условиях. Прочность на сжатие и растяжение при изгибе определяли на образцах 10х10х10 см и 10х10х40 см, соответственно, которые хранились в нормальных температурно-влажностных условиях.

Замена части цемента на органоминеральный модификатор при постоянном водовяжущем отношении приводит к повышению подвижности бетонной смеси, увеличению объема вовлеченного воздуха и, соответственно, к снижению объемной массы смеси. Эта тенденция проявляется по мере роста дозировки модификатора, а следовательно, и доли замещенного в составе бетонной смеси цемента. Введение в бетонную смесь ВВД приводит к дополнительному вовлечению воздуха (сравним образцы № 3 и № 5 табл. 1).

Все образцы бетона обладали

* Эксперимент проводился при активном участии научного сотрудника МГСУ И.М.Безгодова.

примерно равной прочностью на сжатие (прочность кубов в диапазоне от 101,5 до 116,9 МПа) и по этому показателю могут быть отнесены к одному классу В80. Тем не менее обращает на себя внимание тот факт, что при замене части цемента на комплексный модификатор наблюдается тенденция прироста прочности на сжатие кубов и призм, а также прочности на растяжение при изгибе (по сравнению с контрольным образцом). Максимальный прирост имеет место в диапазоне дозировок модификатора 10...20% от массы цемента (табл.2).

Модуль упругости равнопрочных бетонов изменяется от 37,5·10³ до 45,0·10³ МПа, т.е. в диапазоне 16-20%, в зависимости от дозировок модификатора и ВВД. Однако важным обстоятельством является то, что изменяющийся в таком диапазоне в зависимости от дозировок добавок модуль упругости мелкозернистого бетона по величине может быть сопоставлен с модулем упругости равнопрочного тяжелого бетона на крупном заполнителе (составы 2 и 6, табл.2).

Мера ползучести равнопрочных бетонов в зависимости от дозировок модификатора и ВВД изменяется от 13,7·10⁻⁶ до 23,2·10⁻⁶ МПа⁻¹, т.е. в более широком, чем модуль упругости, диапазоне 45-60%. Следует также отметить, что мера ползучести мелкозернистого бетона, варьирующаяся в столь широком диапазоне за счет количества введенных в него добавок, сопоставима с мерой ползучести тяжелого бетона на крупном заполнителе (табл.2).

Характеристики цементного камня

№ состава по табл. 1	МБ14-50С, % от Ц	В/(Ц+МБ)	Свойства цементного камня							
			экспериментальные данные						расчетные данные	
			степень гидратации цемента, %	количество $\text{Ca}(\text{OH})_2$, %	CSH(I), относительные единицы	пористость цементного камня*, %			модуль упругости цементного камня, $\text{МПа} \times 10^{-3}$	мера ползучести цементного камня, $\text{МПа}^{-1} \times 10^6$
гелевая пористость	капиллярная пористость	общая пористость								
1	0	0,235	63	9,1	1	17,5	12,5	32,5	20,49	72,1
2	10	0,235	59	5,9	1,4	21,7	9	33,6	38,48	30,8
3	20	0,235	64	3,2	2,6	23,3	6,7	33,6	30,21	40,8
4	50	0,235	66	2,9	8,1	27,9	3,1	34,5	25,47	50,4

* Гелевая пористость — диаметр пор от $1 \cdot 10^{-3}$ мкм до $5 \cdot 10^{-3}$ мкм;
Капиллярная пористость — диаметр пор от $5 \cdot 10^{-3}$ мкм до $2 \cdot 10^1$;
Общая пористость — диаметр пор от $1 \cdot 10^{-3}$ мкм до $1 \cdot 10^3$ мкм.



Рис. 1. Микроструктура цементного камня (увеличение в 1000 раз)

а — цементный камень без модификатора; б — цементный камень с 50% модификатора от массы цемента

В табл. 3 приведена информация о фазовом составе и пористости цементного камня в возрасте 210 сут нормального твердения. Из нее следует, что дозировка модификатора МБ-50С в составе равнопрочных бетонов, имеющих равный объем цементного камня и одинаковое во-

дворяющее отношение, несущественно влияет на степень гидратации цемента, но оказывает значительное воздействие на содержание гидратных фаз и дифференциальную пористость.

Степень гидратации цемента всех образцов находится на уровне 59-66%, т.е. практически одинакова. С повышением дозировки модификатора содержание портландита уменьшается втрое (от 9,1% до 2,9%), а количество гидросиликатов типа CSH(I) увеличивается в 8 раз. Кроме того, с повышением дозировки МБ-50С значительно изменяется баланс между гелевыми ($1 \cdot 10^{-3} \leq d \leq 5 \cdot 10^{-3}$ мкм) и капиллярными ($5 \cdot 10^{-3} < d \leq 2 \cdot 10$ мкм) пора

в пользу первых, хотя общая пористость остается практически неизменной. В целом структура цементного камня при этом становится более дисперсной с преобладанием мелкозернистых кристаллогидратов и гелеобразных новообразований, о чем свидетельствуют микрофотографии, приведенные на рис. 1.

Попробуем оценить достоверность тенденций изменения модуля упругости и ползучести высокопрочного бетона с учетом выявленных характеристик цементного камня.

При этом будем исходить из того, что исследуемая нами модель — мелкозернистый бетон — является композиционным материалом, включающим цементный камень, запол-

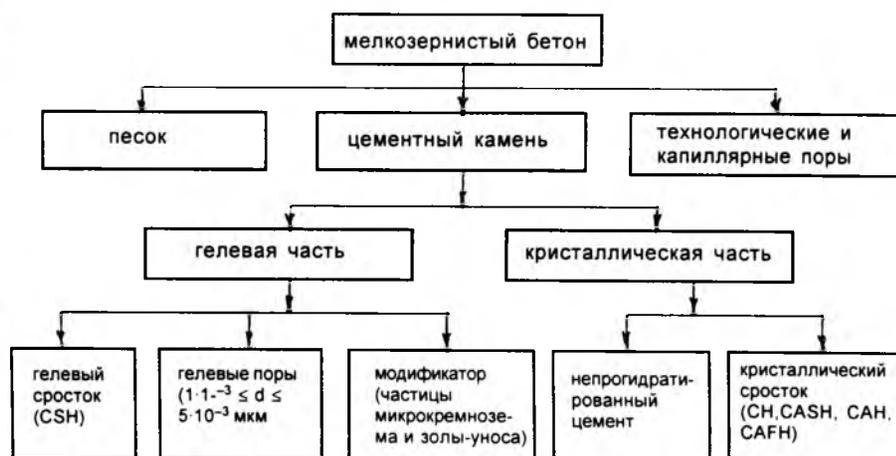


Рис. 2. Структурная модель мелкозернистого бетона

нитель (песок) и макропоры (технологические и капиллярные) (рис.2). Цементный камень, в свою очередь, условно разделим на гелевую и кристаллическую части. Под первой подразумеваем слабозакристаллизованную твердую фазу (субмикроструктуры), имеющую преимущественно слоистую структуру и состоящую в основном из гидросиликатов кальция (CSH), между которыми через тонкие водные прослойки действуют межмолекулярные силы сцепления Ван-дер-Ваальса, т.е. частицы твердой фазы в геле связаны обратимыми коагуляционными контактами. К этой части также относим микропоры размером менее $5 \cdot 10^{-3}$ мкм, которые так же, как пространство между слоями, обычно заполнены водой, а также частицы микрокремнезема и золы-уноса.

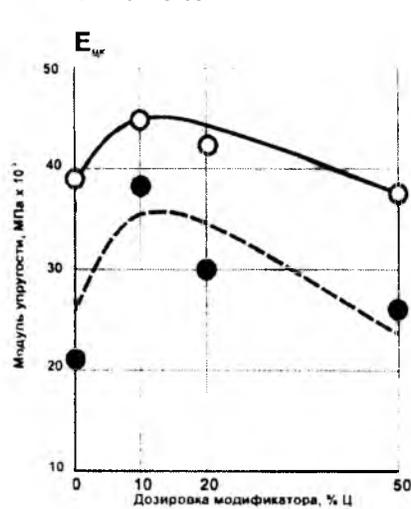
Под кристаллической частью подразумевается пронизывающий гель кристаллический сросток, в котором кристаллогидраты имеют сплошную (не слоистую) структуру и связаны друг с другом химическими связями. Частицы твердой фазы в этой составляющей цементного камня связаны между собой кристаллизационными контактами. Сюда можно отнести портландит (CH), эттрингит (CASH), гидроалюминаты (CAH) и гидроферриты (CAFH) кальция, а также зерна непрогидратированного цемента.

Согласно известному представлению [6], природа упруго-пластических свойств цементного камня заключена в нарушении контактов между частицами твердой фазы под действием кратковременных и длительных нагрузок. Поэтому величина деформативных характеристик зависит от жесткости (произведение объема и модуля упругости) составляющих цементного камня.

Гелевая часть цементного камня под действием длительной статической нагрузки $0,3R_{bn}$ склонна утрачивать жесткость из-за постепенного разрушения коагуляционных контактов, а кристаллическая благодаря более высокой прочности кристаллизационных контактов обладает свойствами совершенно упругого тела.

Рассчитаем значения меры ползучести и модуля упругости цементного камня в зависимости от соот-

а) Модуль упругости



б) Мера ползучести

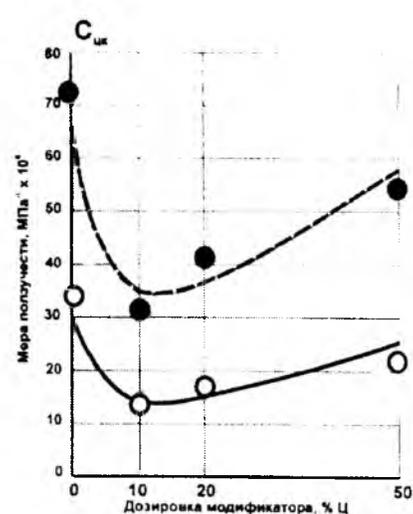


Рис. 3. Влияние модификатора на деформативные характеристики мелкозернистого бетона и цементного камня при $V/(Ц+МБ) = 0,235$

— фактические характеристики мелкозернистого бетона;
 ● — расчетные характеристики цементного камня

ношения жесткостей гелевой и кристаллической частей.

Предельная мера ползучести цементного камня, согласно [6], может быть определена следующим уравнением

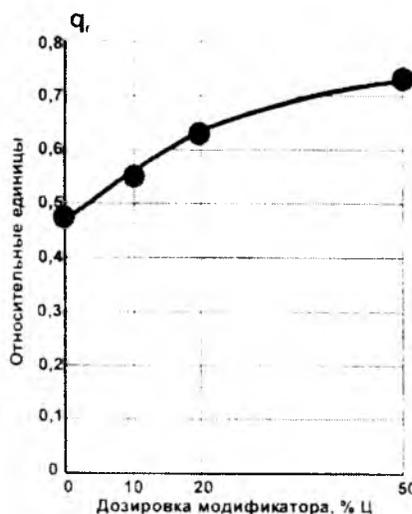
$$C_{шк} = \frac{q_g E_g}{(q_c E_c + q_g E_g) q_c E_c} \quad (1)$$

где q_c — объем кристаллической части (кристаллического сростка) в единице объема цементного камня; E_c — модуль

упругости кристаллической части цементного камня; $q_c E_c$ — жесткость кристаллической части цементного камня; q_g — объем гелевой части в единице объема цементного камня; E_g — модуль упругости гелевой части цементного камня; $q_g E_g$ — жесткость гелевой части цементного камня.

Если иметь в виду, что деформативные характеристики такого композиционного материала, каковым является цементный камень, включающий гелевую и кристалличес-

а) Гелевая часть



б) Кристаллическая часть

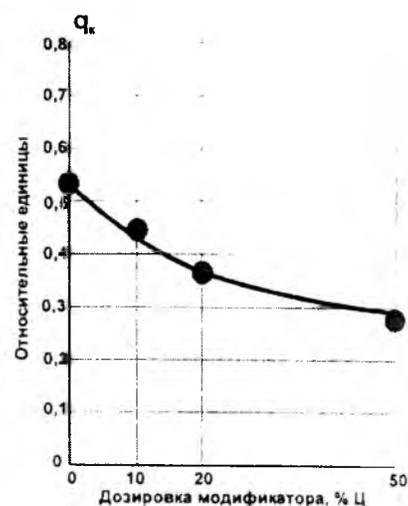


Рис. 4. Влияние модификатора на расчетный объем гелевой (q_g) и кристаллической (q_c) части в единице объема цементного камня

Показатели основных структурных компонентов мелкозернистого бетона

№ состава по табл. 1	Дозировка МБ-50С, % Ц	Показатели*	мелкозернистый бетон			цементный камень		гелевая часть			кристаллическая часть	
			песок	цементный камень	технологические и капиллярные поры	гелевая часть	кристаллическая часть	гелевый сросток	вода гелевых пор	МБ-50С	негидратированный цемент	кристаллический сросток
1	V	1	0,512	0,409	0,079	0,193	0,216	0,118	0,075	0	0,91	0,125
	m	2320	1356	964	—	420	544	330	90	0	282	262
	ρ	2,32	2,65	2,36	—	2,18	2,52	2,8	1,2	0	3,1	2,1
2	V	1	0,489	0,420	0,091	0,229	0,191	0,1	0,095	0,034	0,093	0,098
	m	2260	1296	964	—	468	496	279	114	75	290	206
	ρ	2,26	2,65	2,30	—	2,04	2,6	2,8	1,2	2,2	3,1	2,1
3	V	1	0,494	0,419	0,087	0,262	0,157	0,105	0,097	0,060	0,073	0,064
	m	2254	1310	944	—	543	401	294	116	133	227	174
	ρ	2,25	2,65	2,25	—	2,07	2,55	2,8	1,2	2,2	3,1	2,1
4	V	1	0,460	0,428	0,111	0,309	0,120	0,073	0,120	0,116	0,053	0,067
	m	2130	1220	910	—	604	306	205	144	255	166	140
	ρ	2,13	2,65	2,12	—	1,95	2,55	2,8	1,2	2,2	3,1	2,1

* V — объем (м³); m — масса (кг); ρ — плотность (г/см³).

кую части, подчиняются так называемому "правилу смесей" [11], то

$$q_C E_C + q_G E_G = q_{ЦК} E_{ЦК} = E_{ЦК}, \quad (2)$$

где $q_{ЦК}$ — удельный объем цементного камня, равен 1; $E_{ЦК}$ — модуль упругости цементного камня.

Таким образом, формула (1) примет окончательный вид

$$C_{ЦК} = \frac{1}{E_{ЦК}} \cdot \frac{q_G E_G}{q_C E_C} \quad (3)$$

Учитывая то, что ползучесть мелкозернистого бетона предопределяется ползучестью цементного камня, а модуль упругости песка равен $60 \cdot 10^3$ МПа [6], на основании экспериментальных данных табл. 2 о деформативных характеристиках бетона можно получить расчетные значения модуля упругости и ползучести цементного камня (табл. 3 и рис. 3).

Объем кристаллического сростка определяется с учетом данных [7–10] о плотности (ρ_c) портландита, этtringита, C_3A , C_4AF по формуле

$$V = \frac{m_C}{\rho_C} \quad (4)$$

где m_C — масса кристаллической части цементного камня; ρ_C — плотность кристаллической части цементного камня.

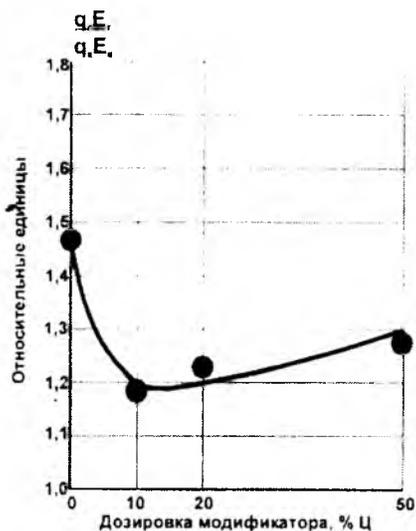
В свою очередь, масса кристаллического сростка рассчитывается, согласно [6], на основании минералогического состава цемента и с учетом экспериментальных данных (табл. 4) о степени гидратации цемента и количестве $Ca(OH)_2$ по формуле

$$m_C = \alpha Ц (0,32C_3S + 1,4C_3A + 1,3C_4AF + 1,66Г/\alpha) \cdot 10^{-4}, \quad (5)$$

где α — степень гидратации цемента (%); Ц — расход цемента в составе бетона (кг/м³); C_3S ; C_3A ; C_4AF ; Г — содержание минералов и двуводного гипса в цемента (%).

Объем гелевой составляющей определяется, согласно принятой структурной модели мелкозернистого бетона (рис. 2), как разность объемов цементного камня и кристалли-

а) Соотношение жесткостей



б) Соотношение модулей упругости

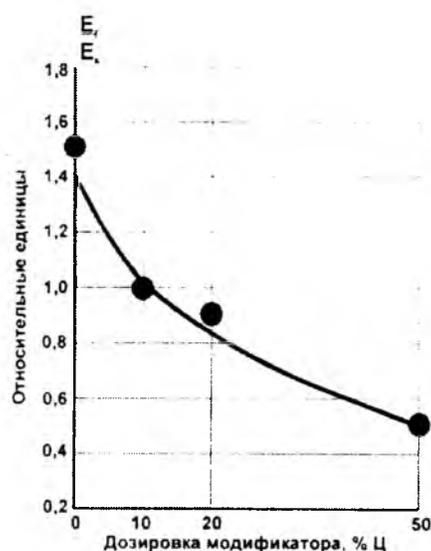


Рис. 5. Влияние модификатора на соотношение жесткостей ($q_g E_g / q_k E_k$) и модуля упругости (E_g / E_k) гелевой и кристаллической части цементного камня

ческого сростка, рассчитанного по формуле (4).

Информация о расчетных показателях (объем, масса, плотность) компонентов мелкозернистого бетона и цементного камня, включая его гелевую и кристаллическую части, представлена в табл. 4. Из нее видно, что объем цементного камня в составе мелкозернистого бетона с разными дозировками модификатора МБ-50С примерно одинаков и находится в узком диапазоне 0,409-

0,429 м³. В то же время увеличение дозировки модификатора изменяет структуру цементного камня, увеличивая объем гелевой части и соответственно уменьшая объем кристаллической (рис. 4).

Используя данные, приведенные на рис. 3, 4 и формулу (3), можно получить информацию о влиянии модификатора на соотношение жесткостей и модулей упругости составляющих частей цементного камня. Соотношение модулей упругости гелевой и кристаллической частей цементного камня значительно уменьшается с увеличением дозировки модификатора (рис. 5, б). Указанную тенденцию можно объяснить влиянием дозировок модификатора МБ-50С на качество гелевой части, в частности отмеченным в табл. 3 увеличением количества CSH(I) и объема гелевых пор.

Характер кривой изменения соотношения жесткостей гелевой и кристаллической частей цементного камня (рис. 5, а) полностью соответствует тенденции изменения меры ползучести мелкозернистого бетона и цементного камня (рис. 3, б). Это приводит к выводу об объективности выбранной структурной модели мелкозернистого бетона (рис. 2) и достоверности полученных экспериментальных данных о влиянии комплексного модификатора на деформативные свойства мелкозернистого бетона.

Выводы

1. Модуль упругости и ползучесть высокопрочных мелкозернистых бетонов при одинаковой прочности на сжатие могут регулироваться в широком диапазоне за счет варьирования дозировками органоминерального модификатора МБ-50С, содержащего микрокремнезем, золу-уноса и суперпластификатор, а также путем введения в состав бетона воздухововлекающей добавки. Диапазон изменения модуля упругости может достигать 16-20%, а меры ползучести 45-60%.

2. Варьирование дозировками модификатора МБ-50С позволяет управлять деформативными характеристиками и получать высокопрочный мелкозернистый бетон класса В80, обладающий такими же величинами модуля упругости и меры

ползучести, как тяжелый бетон на гранитном щебне с аналогичной прочностью на сжатие.

3. Изменение деформативных свойств высокопрочного мелкозернистого бетона под влиянием органоминерального модификатора МБ-50С связано с изменением как количественных, так и качественных характеристик цементного камня, т.е. объема гелевой и кристаллической частей и их модулей упругости.

Библиографический список

1. Baalbaki W., Antcin P.-C., Ballivy G., On Predicting Modulus of Elasticity in High-Strength Concrete, *ACI Materials Journal*, 1992, sept-oct., p.p.517-520.
2. Gardner N.J., Zhao J.W. Creep and Shrinkage Revisited, *ACI Materials Journal*, 1993, may-june, p.p.236-246.
3. Kaprielov S., Sheinfeld A. Influence of Silica Fume-Fly Ash-Superplasticizer Combinations in Powder-Like Complex Modifier on Cement Paste Porosity and Concrete Properties, Sixth CANMET/ACI Int. Conf. on Superplasticizers and other Chem. Admixtures in Concrete Rome, Nice, France, October 2000, Proceedings, pp.383-400.
4. Batrakov V., Kaprielov S., Sheinfeld A. Influence of Different Types of Silica Fume Having Varying Silica Content on the Microstructure and Properties of Concrete. Fourth Int. Conf. on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Istanbul, Turkey, May 1992, Proceedings, p.p. 943-964.
5. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кривобородов Ю.П. Влияние структуры цементного камня с добавками микрокремнезема и суперпластификатора на свойства бетона. // Бетон и железобетон — №7. — 1992. — с. 4-7.
6. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. М. Стройиздат, 1979, 344 с.
7. Кузнецова Т.В. Алюминатные и сульфоалюминатные цементы. М. Стройиздат, 1986, 208 с.
8. У.Тейлор Х.Ф. Химия цементов. М. Издательство литературы по строительству, 1969, 501 с.
9. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. М. Стройиздат, 1981, 464 с.
10. Бутт Ю.М. Технология цемента и других вяжущих материалов. М. Стройиздат, 1976, 407 с.
11. Фудзии Т., Дзак М. Механика разрушения композиционных материалов. М., Мир, 1982, 232 с.
12. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В. Влияние состава органоминеральных модификаторов серии "МБ" на их эффективность // Бетон и железобетон. — № 5. — 2001. — с.11-15.

Усадочные деформации высоконаполненного высокопрочного мелкозернистого песчаного бетона

В мировой практике промышленно-гражданского строительства цементный бетон является одним из ведущих строительных материалов. На сегодняшнем уровне развития индустриализации требуются повышенные качества бетона по физико-механическим характеристикам и долговечности применительно к конкретным условиям его эксплуатации.

Получение качественной структуры бетона возможно при направленном управлении формированием подобной структуры на всех стадиях технологического приготовления бетона: от выбора исходных материалов до ухода за бетоном в заводских условиях в течение 28 суток перед отпуском заказчику.

Ответственные конструкции многих промышленных сооружений изготавливают из тяжелых цементных бетонов на высококачественном щебне, получаемом из горных пород высоких марок. Однако многие районы России не обладают подобным сырьем. Поэтому получение качественного бетона с использованием только местного сырья, как например мелкозернистого кварцевого песка, имеет для данных регионов большое значение.

Особенностью высокоструктурного песчаного бетона, полученного автором, является наличие в нем активированного вяжущего из порландцемента и кварцевого песка в соотношении 1:0,8 с удельной поверхностью 400-450 м²/кг при минимальном расходе цемента 306-310 кг/м³, разнофракционного песка модулей крупности 2,3 и 1,0 в соотношении 4,1:0,9 при водотвердом отношении В/Т=0,075-0,088. Жесткая цементно-песчаная смесь с осадкой конуса ОК=0 формуется методом разночастотного виброуплотнения (47 и 167 Гц) удельным давлением 0,0131 МПа в течение 150 с. С окончанием виброуплотнения жесткость и плотность структуры бетона уже после 20-30-минутной выдержки в формах позволяют вести распалубку бетонных образцов с выдержкой их для

последующего твердения в нормальных условиях без тепловлажной обработки.

Подобные свойства бетона в раннем возрасте объясняются высокой адгезионной связью цементной матрицы с поверхностью кварцевого наполнителя с последующим ускоренным образованием низкоосновных гидросульфаталюминатами кальция и компактной компоновкой зерен разнофракционного песка заполнителя с образованием тонких пленок из цементного геля в межзерновом пространстве структурообразующего каркаса песчаного бетона.

Плотная однородная структура композита – высоконаполненного высокопрочного мелкозернистого песчаного бетона (ВВМПБ), малый расход чистого цементного вяжущего, низкий процент объема порового пространства для водопоглощения (2,83%) дали возможность получить высокие прочностные свойства бетона в пределах 85-94 МПа (рис. 1) с малыми усадочными деформациями, влияющими на долговечность песчаного бетона.

Определение усадочных дефор-

маций в различных климатических условиях проводили на образцах с большим модулем поверхности (ГОСТ 25544-81), чтобы четко фиксировать переменную влажность окружающего воздуха, от которой в структуре бетона возникают значительные напряженные состояния. Циклический характер их может привести к снижению трещиностойкости и долговечности конструкций из этого песчаного бетона.

Данные усадочных деформаций ВВМПБ представлены на рис.2 и иллюстрируют зависимость их не только от условий твердения (объема кристаллогидратных образований), но и от температурно-влажностного режима окружающего воздуха.

Так, бетон в нормальных условиях (НУ) имеет усадку $\varepsilon_y^1 = 0,210$ мм/м, а бетон 2-й серии, прошедший тепловлажностную обработку, в возрасте 140 сут – $\varepsilon_y^2 = 0,120$ мм/м.

Меньшая величина усадки ε_y^2 бетона объясняется сформировавшимися на 70% после ТВО кристаллической структурой цементного камня и мезоструктурой песчаного бетона.

Температура окружающей сре-

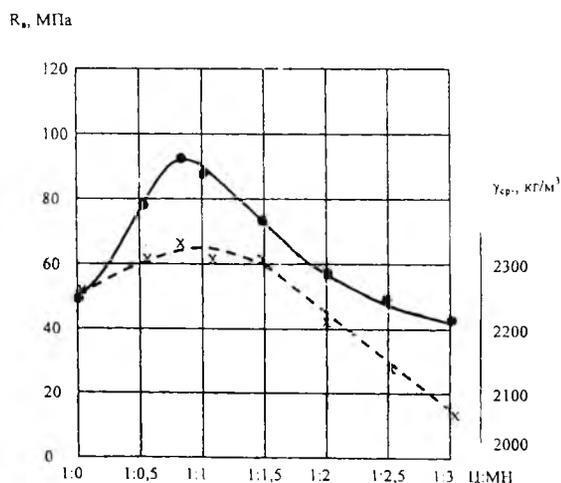


Рис. 1. Влияние разночастотного виброуплотнения цементно-песчаной смеси на прочность при сжатии, среднюю плотность мелкозернистого песчаного бетона в зависимости от наполнения цементного вяжущего микрочастицами из кварцевого песка

1 — прочность при сжатии; 2 — средняя плотность песчаного бетона

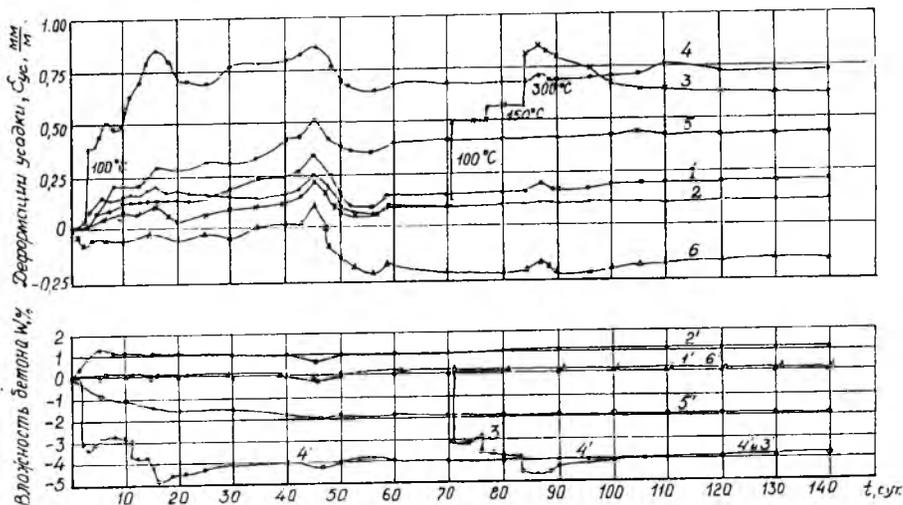


Рис. 2. Относительные деформации усадки ВВМПБ

а) 1 — усадка бетона естественного твердения во влажной среде $W = 85\%$ при 20°C ; 2 — то же, пропаренного бетона в среде $W = 85\%$ при 20°C ; 3 — то же, с последующей через 70 сут температурной обработкой при $100, 150, 300^\circ\text{C}$; 4 — усадка пропаренного бетона, подвергнутого обработке при 100°C ; 5 — то же, в условиях $W = 50\%$ при 20°C ; 6 — то же, в водных условиях $W = 100\%$ при 20°C ; б) 1–6 — изменение относительной влажности соответствующих бетонов

ды оказывает резкое влияние на характер протекания деформации усадки. Бетон 3-й серии по истечении 70-суточного наблюдения был подвергнут ступенчатой температурной обработке при $100, 150, 300^\circ\text{C}$ в течение 4 ч в каждой ступени. Результаты измерений усадочных деформаций показали резкий подъем на первой ступени с $\epsilon^3_{y1} = 0,120$ до $\epsilon^3_{y1} = 0,460$ мм/м, на второй — до $\epsilon^3_{y2} = 0,575$ мм/м, на третьей — до $\epsilon^3_{y3} = 0,850$ мм/м.

Усадочные деформации песчаного бетона в нормальных температурно-влажностных условиях после 28-суточного твердения в НУ продолжают медленно расти за счет установления равновесной влажности бетона и окружающей его относительной влажности воздуха. С подъемом температуры воздуха до 100°C и более усадка бетона связана с испарением механически связанной воды в структуре композита, а при температурах $150-300^\circ\text{C}$ — с разложением высокосульфатного

Состав	Вид вяжущего (минеральная добавка)	Вид добавки, % массы цемента	Расход материалов, кг/м ³				В/Ц В/Т	ОК, см	Плотность, кг/м ³		Усадка, ϵ , мм/м Время выдержки t, сут	Прочность при сжатии МПа, в возр. 28 сут	Источник
			цемент	песок	щебень	вода			смеси	бетона в возд.-сухом состоянии			
1	Портланд-цемент М400 (кварцевый наполнитель: 0,8 массы цемента — 245 кг/м ³)	—	306	1704	—	171	<u>0,56</u> 0,075	0	2456	2332	<u>0,120</u> 140	94,0	Автор
2	Портланд-цемент М400	ССБ (0,1%)	520	1680	—	190	<u>0,365</u> 0,086	—	2268	2183	<u>0,334</u> 270	44,0	1
3	Портланд-цемент М400 (кварц. напол. 0,33 Ц)	ССБ (0,1%)	300	1768	—	190	<u>0,634</u> 0,092	—	2358	2243	<u>0,226</u> 270	52,0	1
4	ВНВ-90 (Сем I 52,5, доменный гранулированный шлак)	TiO ₂ (3%) Замедлитель (0,07%)	471	1649	—	165	<u>0,35</u> 0,078	16	2285	2238	<u>0,370</u> 50	84,0	2
5		TiO ₂ (3%) ОРД-7 (65) С-3 (0,6%)	487	1705	—	146	<u>0,30</u> 0,067	18,5	2338	2314	<u>0,260</u> 50	84,5	2
6	Портландцемент М400	—	370	663	1212	135	<u>0,365</u> 0,060	2,5	2320	2279	<u>0,190</u> 230	42,6	3
7	Портланд-цемент (перлитовый наполнитель — 0,4 Ц)	С-3 (7,36л)	430	663	1220	145	<u>0,337</u> 0,063	2,0	2524	2349	<u>0,198</u> 230	57,5	3

гидросульфоалюмината кальция (эtringита) до стабильной формы с 12 молекулами воды и потерей влаги некоторыми видами гидросиликатов и гипса при переходе их в иные формы гидросиликатных соединений.

Бетон 4-й серии, подвергнутый температурной обработке при 100°C, в первые же сутки наблюдений за усадкой имел характер, близкий характеру бетона 3-й серии, обработанного при этой же температуре. Удаление в этот момент только физической влаги из бетона способствовало дальнейшему развитию усадочной деформации за счет испарения физико-химической влаги и достижению им усадки $\varepsilon_y^4 = 0,850$ мм/м. Характер изменения относительной влажности бетонов 4-й и 3-й серий идентичен (кривые 3' и 4', рис.2).

Относительная влажность окружающей среды влияет на усадочные деформации. Бетоны, выдерживаемые в разных по относительной влажности средах $W_B = 85\%$ и $W_B = 50\%$, имеют различные деформации усадки — $\varepsilon_y^{50} = 0,44$ мм/м и $\varepsilon_y^{85} = 0,120$ мм/м.

Бетон, выдерживаемый в водных условиях, имеет не усадочную деформацию, а деформацию набу-

хания, и в возрасте наблюдения 90 сут она составляет $\varepsilon_H = -0,21$ мм/м, а в возрасте 140 сут $\varepsilon_H = -0,15$ мм/м.

Удерживаемый нулевой уровень величин усадочных деформаций этой серии в течение 47 сут наблюдения объясняется, очевидно, процессом заполнения порового пространства цементного камня продуктами гидратации цементных зерен и вытеснением ими влаги из межплоскостного пространства гидрокристаллов новообразований. Этим же объясняется и некоторый подъем объемной деформации бетона в водных условиях в возрасте 140 сут.

В условиях обычного эксплуатационного режима ($W_B = 65\%$ и $T = 20^\circ\text{C}$) песчаный бетон имеет усадочную деформацию не более $\varepsilon_y^{\text{ср}} = (\varepsilon_y^{85\%} + \varepsilon_y^{50\%})/2 = 0,275$ мм/м. Величина этой усадки сопоставима с усадочными деформациями не только аналогичных мелкозернистых бетонов, но и тяжелых цементных бетонов, содержащих крупный заполнитель.

Влияние состава песчаных бетонов на их усадку и физико-механические характеристики показано в таблице.

Увеличение количества вяжу-

щего в составе бетона приводит к росту усадочных деформаций за счет увеличения объема порового пространства в цементном камне (позиции 2, 3 в таблице), а увеличение объема заполнителя — к снижению усадочных деформаций за счет увеличения контактной поверхности цементного камня с заполнителем (позиции 1 и 2 в таблице).

Таким образом, высокое наполнение цементной матрицы и качественно направленная организация структуры мелкозернистого песчаного бетона не только снижают его усадочные деформации, но и оказывают влияние на повышение прочностных свойств этого материала.

Библиографический список

1. Стас М.Р. Исследование цементно-песчаного бетона (применительно к условиям Сирийский арабской республики): Дис... канд. техн. наук. — М., 1970. 167 с.
2. Фаликман В.Р., Сорокин Ю.В., Денискин В.В., Башлыков Н.Ф. Архитектурный бетон: новые подходы к обеспечению качества //Бетон и железобетон. — 2002. — № 5. — С.10-14.
3. Харченко А.В., Гиршталь Г.В. Прочностные и деформативные свойства на тонкомолотых многокомпонентных цементах //Бетон и железобетон. — 1994. — № 1. — С. 5-7.

XIV КОНГРЕСС ЕВРОПЕЙСКОЙ АССОЦИАЦИИ ПО ТОВАРНОМУ БЕТОНУ — ЕРМКО

Европейская Ассоциация по товарному бетону была организована в 1967 г. В качестве действительных членов в нее входят все страны-члены Евросоюза плюс Израиль, Турция, Куба, США.

ЕРМКО объединяет национальные ассоциации, куда входят около 6 000 компаний — производителей товарного бетона, обеспечивающих практически весь объем монолитного строительства в Европе с суммарным годовым оборотом около 16 млрд. долл. Производство товарного бетона в Европе составляет 350 млн. м³. Доставку товарного бетона на стройки осуществляют более 50 тыс. автобетоносмесителей.

В работе комитетов ЕРМКО принимают участие президенты крупнейших компаний, бизнесмены, ученые, специалисты в области технологии бетона из разных стран.

Сфера интересов Ассоциации охватывает повышение конкурентоспособности монолитного железобетона по отношению к другим материалам: контроль материалов в процессе изготовления бетона и возведения монолитных зданий и сооружений; новые технологии и оборудование для монолитного строительства; безопасность труда; добавки и модификаторы для бетона; охрана окружающей среды; экология.

ЕРМКО имеет рабочие контакты с другими международными строительными ассоциациями, такими как Цембюро — Ассоциация производителей цемента; БМБМ — Ассоциация производителей сборного железобетона; ЕФКА — Ассоциация изготовителей добавок в бетон и др.

ЕРМКО регулярно проводит конгрессы в столицах различных европейских стран. Конгрессы ЕРМКО организуются каждые три года. Последний XIII конгресс состоялся в 2001 г. в Берлине. Следующий конгресс пройдет в июне 2004 г. в Хельсинки.

В программу конгресса входят следующие темы: ресурсо- и энергосбережение; огнестойкость железобетонных конструкций; новые виды опалубки; выдающиеся здания и сооружения из монолитного железобетона, возведенные в последнее время; самоуплотняющийся бетон; повторное использование бетонного лома и других отходов; экология заводов товарного бетона; состояние монолитного строительства в отдельных регионах (США, Латинская Америка, Франция); новые цементы и добавки для бетона; уход за бетоном и др.

Более подробную информацию о конгрессе можно получить на сайте www.ermco.com. Ассоциация "Железобетон" планирует организовать специализированную поездку на конгресс.

Справки по телефону: 174-7677.

Ю.С.Волков, канд. техн. наук, член техн. комитета ЕРМКО

А.С.ЖИВ, д-р техн. наук (Государственный университет, г. Владимир); С.КАНТЕ, инж. (Государственный университет, республика Мали)

Экспериментальное исследование стрельчатой цилиндрической оболочки средней длины из легкого бетона

Проведены исследования модели стрельчатой цилиндрической оболочки размером 1,5х3 м (в плане) на различное сочетание нагрузок. Модель представляла собой копию натурного сооружения, запроектированного для республики Мали в масштабе 1/8. Размеры модели и сечения элементов, составляющих конструкцию, приведены на рис. 1.

Исследуемая модель имела стрелу подъема 50 см, толщину плиты 2,5 см и высоту бортовых балок 12,5 см, торцевыми диафрагмами служили сплошные балки-стенки.

Модель выполнена из керамзитобетона, где в качестве заполнителя применяли отсортированную фракцию керамзита размером 1,2-5 мм и влажностью 1,5% по весу. В качестве песка использовали молотый керамзит, в качестве вяжущего — цемент Воскресенского завода марки 500.

Основная цель испытаний состояла в изучении работы запроектированного покрытия при действии равномерно распределенной по поверхности нагрузки без пригрузки и с пригрузкой бортовых балок. Модель рассчитана на нагрузку 3,6 кН/м² и полосовую нагрузку,

приложенную к бортовым балкам, равную 5 кН/пм по моментной теории В.З.Власова [1]. Определение количества арматуры, необходимого для восприятия действующих в оболочке усилий, производилось на основании действующих нормативных документов [2,3].

Армирование бортовых балок осуществляли двумя стержнями диаметром 4 мм класса Вр-1, в плите устанавливали вязаную сетку при диаметре стержней 1,5 мм с шагом в обоих направлениях 50 мм. Для восприятия главных растягивающих усилий в углах покрытия устанавливали стержни диаметром 4 мм класса Вр-1.

Контроль прочности керамзитобетона проводили путем испытаний кубов с ребром 15 см, модуль упругости определяли при испытании призм размером 15х15х60 см. Прочность бетона колебалась от 14 до 14,5 МПа при модуле упругости 20·10³ МПа, нормативные характеристики рабочей арматуры соответствовали принятым в ГОСТ 6727-80.

Модель испытывали в два этапа. На первом изучали законы распределения упругих деформаций в модели при действии равномерно распределенных по

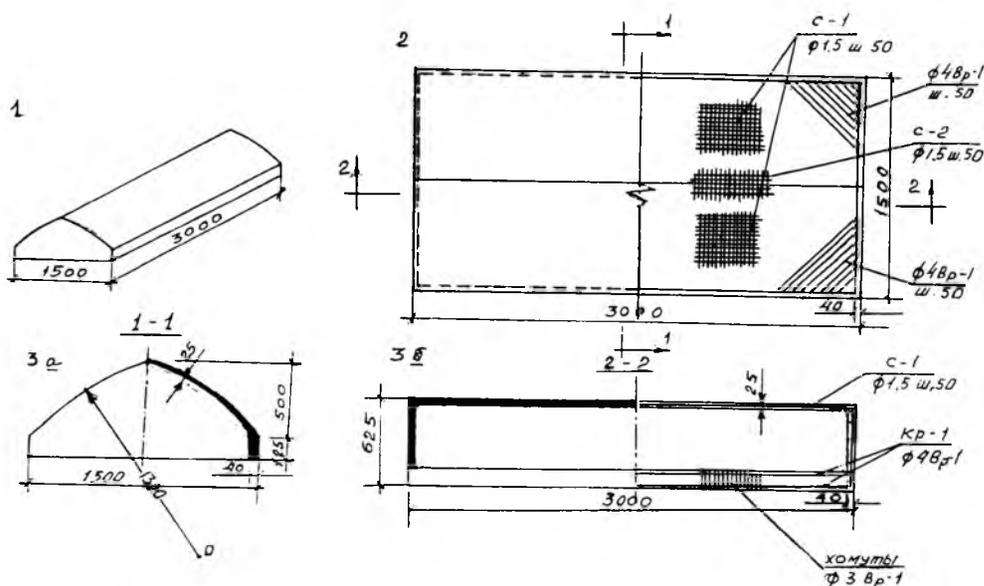


Рис.1. Конструкция опытной модели

1 — общий вид, 2 — план, 3 — разрезы (а — поперечный; б — продольный)

характеру и величине нагрузок. Большая часть изменений была произведена при нагрузке, составляющей 0,6 от расчетной величины. На втором этапе изучали характер разрушения модели при действии равномерно распределенной по поверхности нагрузки без пригрузки бортовых балок, что ближе всего соответствовало действительной работе натурального сооружения.

Нагружение опытной конструкции осуществляли часто расположенными сосредоточенными грузами. Расстояние между точками их приложения не превышало 15δ , где δ — толщина плиты оболочки. Величина эта нагрузка составляла $0,5\text{кН/м}^2$.

Испытание модели потребовало особой тщательности измерения деформаций, поскольку выяснение таких вопросов, как влияние на работу конструкции продольных изгибающих моментов, а также поперечных нормальных усилий для стрельчатых оболочек, оставалось неясным.

С целью повышения надежности результатов эксперимента измерение деформаций производили в большом числе точек с многократным повторением одних и тех же отсчетов по приборам. Расстановка их при испытании модели диктовалась задачами исследований и не отличалась от методики, рекомендуемой НИИЖБ при испытании моделей пространственных конструкций [5]. Деформации бетона измеряли электрическими тензодатчиками, в арматуре-глубинными тензометрами на базе 100 мм, прогибы — прогибомерами системы Аистова с ценой деления 0,01 мм.

Правильность отсчетов по приборам контролировали проверкой равновесия отдельных поперечных сечений оболочки. Установка тензодатчиков группами по трем направлениям была использована для нахождения направления главных осей и величин напряжений, а также для определения сдвигающих усилий.

Оболочка была установлена на четыре опоры испытательного стенда, одна из которых была неподвижной, другая (по диагонали) в виде шара, две остальные создавали возможность горизонтального перемещения конструкции по двум взаимно перпендикулярным направлениям.

На рис.2 показаны опытные и расчетные данные для основных функций напряженного состояния оболочки, полученные нами в различных сечениях при полном отсутствии трещин. Как видно из этого рисунка, основной закон распределения деформаций в целом соответствует теоретическому расчету, выполненному по [1] как для оболочки, имеющей в поперечном сечении произвольное очертание. Некоторые расхождения между опытом и расчетом могли зависеть от неучета сопротивления бортовых балок кручению и изгибу из плоскости.

Величины поперечных и продольных изгибающих моментов определяли по деформациям, измеренным тензодатчиками на нижней и верхней поверхностях, и по полученному опытным путем модулю упругости E находили соответствующие им усилия.

Анализ этих данных показывает, что в стрельчатой оболочке в середине пролета в четверти поперечного сечения возникают значительные продольные изгибающие моменты, сопоставимые по величине с поперечными. Изгибающие моменты в опорных сечениях пли-

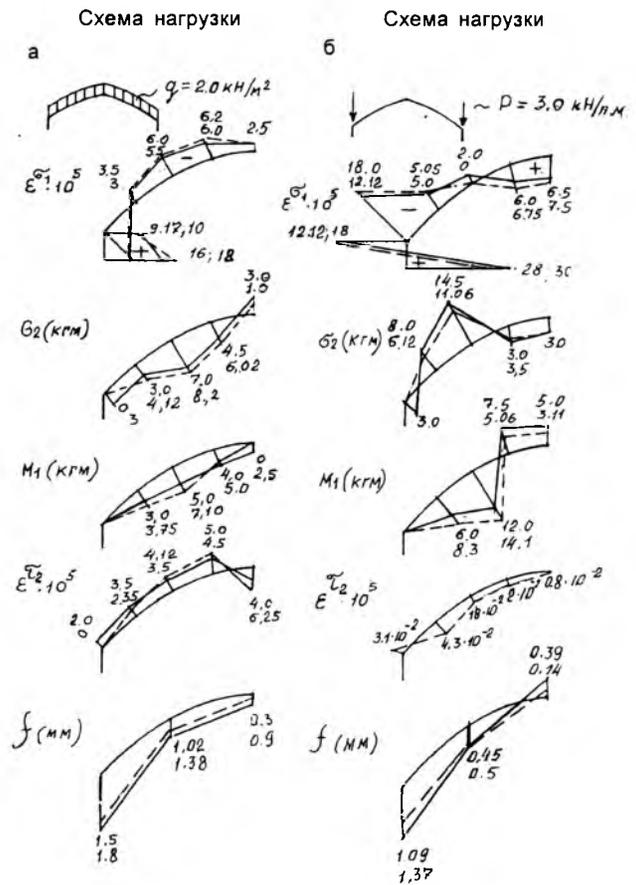


Рис. 2. Продольные и поперечные деформации, продольные и поперечные изгибающие моменты, прогибы в среднем сечении оболочки

а — при равномерно распределенной по поверхности нагрузке $2,0\text{кН/м}^2$; б — при симметричной полосовой нагрузке на бортовые балки $3,0\text{кН/м}$
— опыт, — расчет

ты являются, как и в круговых оболочках, причиной появления радиальных поперечных сил, которые участвуют в передаче внешней нагрузки с плиты на диафрагму.

Нахождение направления главных напряжений опытным путем представляло особый интерес с точки зрения сравнения характера полученных силовых линий с картиной обнаруженных трещин. На рис. 3. показаны трещины, образовавшиеся на нижней и верхней поверхностях покрытия перед последним этапом нагружения конструкции. Удовлетворительное совпадение трещин с направлением силовых линий позволило определить зоны растяжения и сжатия в плите оболочки.

Изучение законов распределения деформаций после появления трещин было невозможным в силу значительных местных изменений, когда работа бетона в растянутой зоне исключалась. Поэтому оценить данные эксперимента можно было только путем сравнения общих характеристик распределения усилий, полученных расчетом и опытом. С этой целью был проведен расчет модели покрытия в соответствии с [4], где в общую структуру уравнений [1] вносились изме-

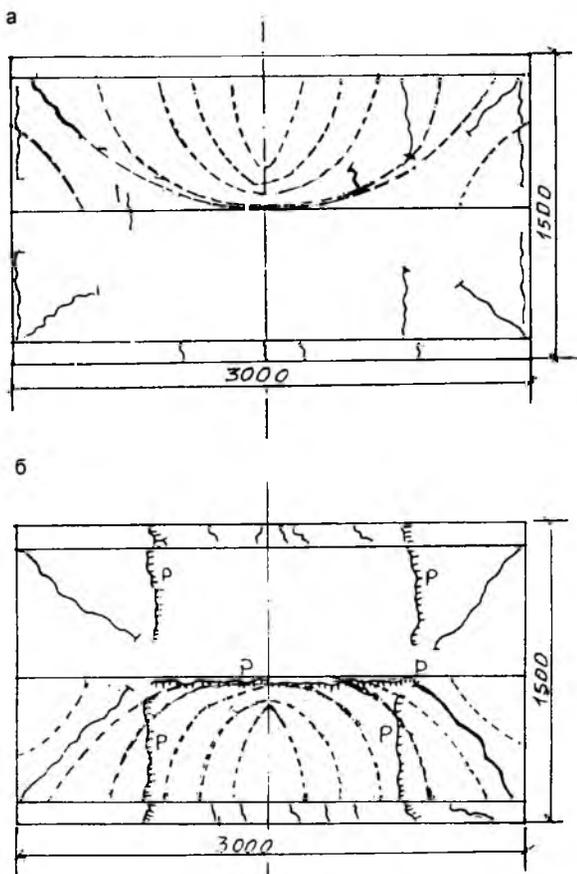


Рис.3. Схема развития трещин и направление главных сжимающих усилий в плите оболочки

а — снизу; б — сверху

нения в формулы первого и четвертого квадрантов, в зависимости от характера и места возникновения трещин. Результаты расчета удовлетворительно совпали с опытными данными.

Первые трещины в оболочке появились при нагрузке 3 кН/м^2 . Они возникли в углах покрытия от действия главных растягивающих напряжений. При нагрузке $3,6 \text{ кН/м}^2$ появились нормальные сквозные трещины в четверти плиты оболочки, что в общем соответствовало характеру распределения продольных изгибающих моментов.

За этап до разрушения ($6,8 \text{ кН/м}^2$) вдоль пролета в месте перелома покрытия на верхней поверхности образовалась продольная трещина, явившаяся одной из причин разрушения оболочки. Разрушение модели произошло при нагрузке $7,1 \text{ кН/м}^2$, что в 2,3 раза превышало расчетную. Оболочка получила значительный прогиб, равный $31,35 \text{ мм}$, или $1/96$ пролета. Арматура в нижних стержнях бортовых балок в этот момент достигла напряжений, равных пределу текучести.

При расчете модели оболочки по предельному состоянию, как железобетонной балки, разрушающая нагрузка получается на 5% больше опытной. По-видимому, с наступлением текучести нижних стержней арматуры бортовых балок значительно увеличиваются прогибы оболочки, а также продольные и поперечные

моменты, что приводит к разрушению плиты. Верхние стержни в бортовых балках при этом не успевают достигнуть предела текучести.

Для расчета проектируемого объекта и его модели был применен метод [1], где учитывались деформации удлинений и изгибающие моменты по двум перпендикулярным направлениям. Этот расчет, основанный на сочетании методов строительной механики и теории упругости, в практике не получил пока широкого применения по причине отсутствия экспериментальных данных. Структура дифференциальных уравнений равновесия и деформаций этого метода — одиннадцатичленная и в форме, предложенной В.З.Власовым, имеет вид

$$\left. \begin{aligned} & \sum_{k=i-1}^{k=i+1} r_{ik}^{\sigma} \sigma_k''(x) + \sum_{k=i-1}^{k=i+1} r_{ik}^m M_k''(x) + \sum_{k=i-1}^{k=i+1} r_{ik}^g G_k(x) + r_{ip}(x) = 0 \\ & S_{ii}^{\tau} \tau_i(x) + S_{ii}^m M_i''(x) + \sum_{k=i-1}^{k=i+1} S_{ik}^g G_k(x) + S_{ip}(x) = 0 \\ & \sum_{i=k-1}^{i=k+1} \eta_{ik}^{\sigma} \sigma_k''(x) + \eta_{ii}^{\tau} \tau_i''(x) + \eta_{ii}^m M_i''(x) = 0 \\ & \sum_{i=k-2}^{i=k+2} \theta_{ik}^{\sigma} \sigma_k''(x) + \sum_{i=k-1}^{i=k+1} \theta_{ik}^{\tau} \tau_k''(x) + \sum_{i=k-1}^{i=k+1} \theta_{ik}^g G_k(x) = 0 \\ & (i = 1, 2, 3, 4, \dots) \end{aligned} \right\}$$

где через M обозначены продольные изгибающие моменты по лосы оболочки, заключенной между серединами смежных граней k и $k+1$; τ — поперечные нормальные напряжения, приложенные по площадкам k -ого продольного сечения оболочки. Остальные функции напряженного состояния оболочки соответствуют практическому методу расчета [1] для круговых оболочек. Коэффициенты уравнений находятся как соответствующие реакции r_{ik} и s_{ik} , а угловые деформации η_{ik} и θ_{ik} — из рассмотрения элементарных состояний основной системы. Формулы для вычисления коэффициентов дифференциальных уравнений оболочки, имеющей в поперечном сечении произвольное очертание, приведены в [1]. Уравнения легко решаются на ЭВМ по программе "Maple".

Проведенное исследование позволило скорректировать рабочие чертежи натуральных покрытий, первоначальный расчет которых по сложившейся традиции для африканских государств был произведен, как для балок, по упругой стадии. В результате надежность проектируемых и строящихся объектов была повышена.

Библиографический список

1. Власов В.З. Строительная механика оболочек, М. — Л.: Стройиздат, 1936, с.247-262
2. Руководство по проектированию железобетонных пространственных покрытий и перекрытий, НИИЖБ Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1979, с.71-81
3. СНиП 2.03.01.84* Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1989, 77с
4. Чиненков Ю.В. Расчет железобетонных цилиндрических оболочек по трещиностойкости, жесткости и прочности// Строительная механика и расчет сооружений. — 1969. — № 4. — с. 14-19.
5. Чиненков Ю.В. Методика исследования оболочек и складок покрытий на железобетонных моделях. -В сб.: Исследования железобетонных пространственных конструкций на моделях. НИИЖБ, М.: Стройиздат, 1974. с.27-45.

А.И.ИВАНОВ, канд.техн.наук (НИИЖБ)

Особенности расчета и конструирования каркасных монолитных многоэтажных зданий

Монолитное домостроение наиболее полно отвечает современным функциональным и архитектурным требованиям. Формообразующие возможности монолитного бетона (свобода в выборе плана и высоты здания, пластика фасадов) позволяют создавать разнообразные по объемно-планировочным решениям и внешнему облику здания.

Кроме того, монолитный железобетон позволяет создавать различные конструктивные системы зданий (каркасные, стеновые и каркасно-стеновые) и различные по формам, размерам и функциональному назначению отдельные несущие элементы зданий. Применение монолитного железобетона обеспечивает высокую прочность, жесткость и долговечность зданий благодаря жестким монолитным сопряжениям отдельных элементов несущей конструктивной системы.

Для монолитных зданий повышенной этажности, все более широко применяемых в современном строительстве, наиболее целесообразно использование каркасно-стеновой конструктивной системы, которая в совокупности наиболее полно отвечает как архитектурным требованиям, обеспечивая свободную планировку внутренних помещений, так и конструктивным требованиям, обеспечивая жесткость и устойчивость зданий. Эта конструктивная система состоит из вертикальных несущих элементов в виде колонн и стен, располагаемых в плане как регулярно (с одинаковым шагом), так и нерегулярно, и из горизонтальных несущих элементов в виде плоских (безбалочных) и ребристых (балочных) перекрытий.

Указанные выше практически неограниченные формообразующие возможности монолитного железобетона как в целом для конструктивной системы, так и для отдельных ее элементов зачастую вызывают определенные проблемы при проектировании монолитных зданий, решение которых затруднено в связи с отсутствием полных систематизированных указаний в

нормативных документах и может приводить либо к излишнему расходу материальных средств, либо к недостаточной надежности.

Анализ существующих нормативных материалов по расчету и проектированию монолитных зданий, а также многочисленных вопросов, возникающих у проектировщиков, позволил установить проблемы, которые наиболее часто возникают при проектировании таких зданий.

Основными из этих проблем являются:

- оценка и выбор оптимальных параметров основных несущих элементов конструктивной системы многоэтажных монолитных зданий;
- выбор наиболее рационального подхода к статическому расчету конструктивной системы для определения усилий в несущих элементах;
- совершенствование и разработка методов расчета несущих элементов конструктивной системы на основе новых расчетных моделей;
- учет влияния в расчетах конструкций особенностей технологии возведения монолитных зданий.

Оценка основных типов несущих конструкций (колонн, стен, плит перекрытий) производится с учетом параметров, характеризующих конструкцию. Эти параметры включают: конфигурацию и геометрические размеры поперечного сечения элемента, его высоту и пролет, бетон (вид и класс по прочности на сжатие), арматуру продольную и поперечную (вид и класс по прочности на растяжение, диаметры, относительное количество и расположение в элементе, способы соединения).

Колонны многоэтажных монолитных зданий каркасно-стеновой конструктивной системы испытывают в основном воздействие вертикальных продольных сжимающих сил, увеличивающихся от верхних этажей к нижним, а также с увеличением общей высоты здания. Это предопределяет конструктивные параметры колонн, особенно для сильно нагруженных колонн

нижних этажей зданий повышенной этажности. При ограниченных размерах поперечного сечения колонн может потребоваться большое количество арматуры, вызывающее серьезные сложности в ее размещении в сечении монолитной колонны и, главным образом, в ее стыковании. Это относится как к сварным соединениям арматуры, так и к бессварным соединениям (внахлестку), для которых к тому же нет достаточных рекомендаций по конструированию при большом количестве стыковых соединений арматуры в одном сечении колонны. Одним из возможных путей уменьшения количества арматуры является использование в этих случаях высокопрочного бетона, высокопрочной арматуры и, в крайнем случае, стальных элементов (жесткой арматуры). В связи с этим достаточно важным вопросом при проектировании является установление оптимальных конструктивных решений колонн во взаимосвязи между размерами поперечного сечения колонн, прочностью бетона, видом и относительным содержанием продольной арматуры (процентом армирования) в зависимости от высоты здания (количества этажей), расположения колонн по высоте здания с учетом при этом технологических факторов и технико-экономических показателей.

Стены многоэтажных монолитных зданий каркасно-стеновой конструктивной системы испытывают, в основном, воздействие горизонтальных сдвигающих сил в плоскости стены от ветровых нагрузок и вертикальных сжимающих сил от вертикальных нагрузок и от перекрытий, которые увеличиваются с увеличением высоты здания.

Основными конструктивными параметрами стен являются их длина и толщина, прочность бетона и относительное содержание вертикальной и горизонтальной арматуры (процент армирования), которые взаимосвязаны друг с другом и с высотой (количеством этажей) многоэтажного здания. Важным вопросом для таких конструкций является армирование стен вертикальной и горизонтальной арматурой, которое зависит от соотношения между длиной и высотой стен, а также армирование стен поперечной арматурой, связывающей вертикальную и горизонтальную арматуру, расположенную у боковых граней стен.

Плоские плиты перекрытий монолитных многоэтажных зданий каркасно-стеновой конструктивной системы испытывают, в основном, воздействие изгибающих моментов и поперечных сил, а также воздействие сосредоточенных сил и сосредоточенных моментов в местах соединения плит с колоннами.

Конструктивные параметры плоских монолитных плит включают толщину плит, прочность бетона, относительное содержание продольной и поперечной арматуры, которые взаимосвязаны друг с другом и зависят от пролета плиты (расстояния между опорами) и вертикальной нагрузки, действующей на плиту. Толщина плиты определяет сопротивление плиты изгибающим моментам, поперечным силам и продавливанию; прочность бетона – в основном, сопротивление плиты поперечным силам и продавливанию; относительное содержание продольной арматуры – сопротивление плиты изгибающим моментам, относительное содержание поперечной арматуры – сопротивление плиты поперечным силам и продавливанию.

При проектировании часто встает вопрос о рациональном распределении продольной арматуры по площади плиты. Здесь имеется два подхода: распределение арматуры в соответствии с действующими на плиту изгибающими моментами и зональное распределение арматуры. Первый подход имеет достоинства с экономической точки зрения, но большие недостатки с точки зрения технологии арматурных работ. Второй подход удобен с точки зрения технологии, но приводит к большему расходу арматуры.

Наиболее целесообразный, с точки зрения простоты выполнения и надежности конструкции, зональный подход состоит в установке нижней пролетной продольной арматуры, одинаковой по всей площади перекрытия и определенной по максимальному значению пролетного изгибающего момента, в установке такой же арматуры по верху плиты и установке дополнительной верхней арматуры у опор (колонн и стен) для восприятия больших по величине опорных моментов.

Другим важным вопросом является конструктивное решение поперечного армирования плит в зоне продавливания. Возможны различные варианты поперечного армирования: в виде вертикальной и наклонной арматуры с расположением по всей площади зоны продавливания и по взаимно перпендикулярным направлениям (крестообразное расположение), в виде сварных каркасов, вязаных хомутов и отдельных стержней, в виде стальных воротников и т.д.

Характерной особенностью плоских плит перекрытий является то, что в таких перекрытиях нагрузка от собственного веса составляет значительную долю от полной вертикальной нагрузки, причем эта доля с увеличением пролета и соответственно толщины плиты резко возрастает до некоторого предела, выше ко-

торого применение плоских плит, несмотря на их архитектурные преимущества, становится нерациональным с конструктивной точки зрения и следует переходить к монолитным плитам с дополнительными балками (ребрами), располагаемыми между колоннами, или к плитам с капителями у колонн.

Одним из решений уменьшения собственного веса перекрытий является также применение легких бетонов и устройство в плитах пустотных облегченных вкладышей.

В настоящее время важной проблемой, связанной с конструкциями несущих элементов многоэтажных зданий, является проблема обеспечения огнестойкости и огнесохранности несущих элементов, требование к которым резко повышается с увеличением высоты здания. С конструктивной точки зрения соблюдение повышенных требований по огнестойкости и огнесохранности связано прежде всего с необходимостью увеличения защитного слоя бетона, а отсюда – и с необходимостью увеличения размеров колонн, толщины перекрытий и стен. Это обстоятельство должно быть учтено при оценке конструктивных параметров железобетонных конструкций.

К основным направлениям в разработке методов статического расчета каркасно-стеновых зданий с плоскими перекрытиями относятся пространственный расчет зданий методом конечных элементов и расчет выделенных из здания плоских систем, включающих условные рамы из колонн и перекрытий, и плоские пилоны стен, обычными методами строительной механики.

При расчете каркасно-стеновых систем здания с плоскими перекрытиями методом конечных элементов устанавливаются основные физические соотношения, связывающие напряжения и деформации элементов; рассматривается формирование конечно-элементной модели в отдельных конструктивных элементах системы; рассматриваются силовые факторы, действующие в линейных и плоских элементах: изгибающие моменты, продольные и поперечные силы, действующие по боковым сторонам выделенных линейных элементов, изгибающие и крутящие моменты, продольные, поперечные и сдвигающие силы, действующие по боковым сторонам выделенных плоских элементов.

Анализ распределения усилий по результатам расчета монолитных каркасных зданий методом конечных элементов показывает, что в отдельных участках конструктивных элементов, в частности, в местах со-

пряжения плит и колонн, плит и стен, возникают пиковые напряжения, значения которых зависят от принятых параметров конечно-элементной модели, от размеров и расположения конечных элементов на отдельных участках конструктивных элементов, от способа моделирования жестких сопряжений плиты с колоннами и стенами, который в различных программных комплексах принимается по своему.

Кроме того, при статическом расчете конструктивной системы большое значение имеет учет неупругих деформаций и наличия трещин в элементах, то-есть учет физической нелинейности. Эта задача осложняется тем, что при использовании высокопрочных бетонов (классов выше В60) и высокопрочной арматуры при сжатии пока еще нет достаточных указаний по оценке их расчетных характеристик.

Самым общим подходом к учету физической нелинейности является использование в расчете физических соотношений, в которых учитываются неупругие деформации и наличие трещин. Более простым подходом является последовательное снижение жесткостных характеристик элементов. Одним из приемов может быть выравнивание пиковых усилий и напряжений, получаемых из упругого расчета, за счет пластических деформаций в элементах.

Особенно сильно влияние физической нелинейности проявляется при определении усилий от вынужденных деформаций (при температурных воздействиях, осадке опор и т.п.). В этом случае следует учитывать неупругие деформации вплоть до предельного состояния элементов.

При расчете здания в виде отдельных плоских систем каркас здания, воспринимающий вертикальные нагрузки, разделяется на отдельные плоские заменяющие рамы, включающие колонны и участки плит перекрытий в виде условных плоских ригелей. При этом горизонтальные нагрузки воспринимаются как правило стенами, работающими в своей плоскости. По ширине плоские условные ригели разделяются на надколонные и межколонные полосы, в которых действуют соответствующие доли от общего изгибающего момента и общей поперечной силы в условном плоском ригеле заменяющей рамы. Расчет прочности и деформаций колонн и плит перекрытий заменяющих рам на действие этих усилий производится по общим правилам расчета железобетонных конструкций.

Сравнительный анализ значений усилий и их распределения, полученных из статического расчета каркаса методом конечных элементов и методом заме-

няющих рам показал, что оба подхода требуют корректировки при определении усилий, необходимых для расчета отдельных элементов, составляющих конструктивную систему монолитных зданий.

Что касается области применения каждого из указанных методов статического расчета, то очевидно, что для нерегулярной каркасно-стеновой системы целесообразно применять расчет по методу конечных элементов, а для регулярных систем - более простой метод заменяющих рам.

При расчете отдельных несущих конструктивных элементов монолитных многоэтажных зданий каркасно-стеновой системы с плоскими перекрытиями используются различные расчетные модели.

Расчет колонн производится на действие изгибающих моментов и продольных сжимающих сил по нормальным сечениям и на действие поперечных и продольных сжимающих сил – по наклонным сечениям. Для расчета колонн по нормальным сечениям в основном применяются две расчетные модели – модель расчета по предельным усилиям и деформационная модель. При расчете колонн по наклонным сечениям учитывается влияние продольных сжимающих сил на всем диапазоне их изменения - от относительно малых значений, увеличивающих несущую способность колонны по наклонным сечениям, до относительно больших значений, снижающих несущую способность по наклонным сечениям.

При статическом расчете каркаса методом конечных элементов расчет плит, в общем случае, производится по выделенным плоским элементам с единичными размерами в плане на действие полной комбинации усилий, приложенных к боковым сторонам выделенного элемента: изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил.

Для расчета плоских элементов плиты на действие изгибающих моментов, продольных сил и крутящих моментов используются различные критерии прочности плоского напряженного состояния. В качестве расчетных критериев могут быть выделены: упругий, по которому главные растягивающие напряжения должны быть восприняты продольной арматурой, а главные сжимающие напряжения бетоном; обобщенный пластический критерий, получаемый на основе предельного равновесия; критерий, отвечающий минимуму общего количества продольной арматуры в обоих взаимно перпендикулярных направлениях; критерий, учитывающий положение (угол наклона) диагонального сечения.

Наиболее целесообразным является способ расчета прочности, который исходит из обобщенного уравнения равновесия изгибающих и крутящих моментов независимо от угла наклона диагонального сечения. Однако анализ результатов расчета фрагмента перекрытия показал, что в ряде случаев влияние крутящих моментов незначительно, что дает возможность использования упрощенных методов расчета плоских элементов на независимое действие изгибающих моментов в обоих направлениях с учетом необходимых поправок.

Оценка сопротивления продольной арматуры в трещине может производиться при действии осевых усилий, при дополнительном действии касательных сил и при дополнительном действии сил зацепления по берегам трещин.

Для расчета плоских элементов на действие поперечных сил могут использоваться различные приемы: расчет по уравнениям взаимодействия поперечных сил, действующих во взаимно перпендикулярных направлениях, и расчет по наклонным диагональным сечениям.

При статическом расчете каркаса по методу заменяющих рам расчет плит производится на действие изгибающих моментов по нормальным сечениям и на действие поперечных сил по наклонным сечениям по обычным правилам расчета стержневых элементов в каждой взаимно перпендикулярно ориентированной заменяющей раме.

Расчет плит перекрытий в целом может также производиться по методу предельного равновесия по наиболее опасным пластическим линиям излома, устанавливаемым с учетом характера загрузки и опирания плиты перекрытия.

Для практического использования целесообразно произвести сравнительный анализ этих методов и установить области их рационального применения.

Одним из наиболее важных и сложных вопросов является расчет плоских плит перекрытий на продавливание в месте их соединения с колоннами.

Расчет следует производить на совместное действие сосредоточенной силы и сосредоточенного момента при различных схемах опирания плит на колонны (опирание на средние колонны при различном шаге соседних колонн, опирание на крайние колонны, опирание на угловые колонны). При этом необходимо учитывать особенности работы различного поперечного армирования плиты в зоне продавливания (вертикальной поперечной арматурой, наклонными стержнями,

стальными элементами), а также наличие местного усиления плиты у колонны (устройство капителей различной конфигурации), наличие отверстий (проемов) в плите в зоне продавливания и конфигурацию колонн.

При статическом расчете конструктивной системы методом конечных элементов расчет стен производится также по выделенным плоским элементам единичного размера на действие усилий, приложенных к боковым сторонам этого элемента. В общем случае эти усилия составляют комбинацию изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных направлениях, крутящих моментов, поперечных сил, продольных сжимающих и растягивающих сил и сдвигающих сил. Расчет производится по критериям, аналогичным при расчете плит перекрытий.

При статическом расчете конструктивной системы методом заменяющих рам стены рассчитываются как самостоятельные плоские конструктивные элементы на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, приложенных в плоскости стены, по нормальным и наклонным сечениям или по каркасно-стержневой модели, в зависимости от соотношения длины и высоты стен.

Конструктивные и расчетные проблемы, обусловленные технологией возведения монолитных зданий, состоят в следующем.

Первая проблема связана с образованием технологических трещин в монолитных конструкциях от температурно-усадочных деформаций бетона в процессе его твердения, зависящих от состава бетона, условий твердения и размеров участков бетонирования конструкций, и как следствие этого с необходимостью разработки соответствующих методов расчета по образованию технологических трещин для различных монолитных элементов (стен, плит перекрытий, колонн), мероприятий по снижению возможности образования и раскрытия технологических трещин, а также рекомендаций по оценке влияния технологических трещин на последующее сопротивление монолитных конструкций.

Вторая проблема связана с образованием и устройством строительных швов при бетонировании монолитных конструкций. Согласно проекту, строительные швы устраиваются целенаправленно в плоскости, нормальной к продольной оси элемента. Однако строительные швы могут образовываться и вынужденно, в результате перерыва в бетонировании, параллельно или наклонно к продольной оси элементов. В любом

случае, для обеспечения надежности монолитных конструкций требуется разработка методов расчета прочности и податливости различно ориентированных армированных и неармированных контактных строительных швов, методов расчета монолитных конструкций с учетом наличия в них строительных швов и разработка мероприятий по обеспечению прочности контактных швов.

Третья проблема связана с определением прочности твердеющего бетона, необходимой при освобождении монолитной конструкции от опалубки, и с передачей нагрузки в процессе возведения монолитных зданий на конструкции, у которых бетон не достиг проектной прочности. Требуется разработать расчетные правила по установлению допустимой промежуточной прочности бетона при снятии и перестановке опалубки по этажам для различных монолитных конструкций (перекрытий, стен, колонн) с точки зрения обеспечения трещиностойкости и прочности конструкций во время возведения монолитного здания, а также мероприятий по ускорению набора прочности бетоном.

Четвертая проблема связана с контролем качества монолитных конструкций. Очевидно, что контрольные испытания монолитных конструкций нагружением практически не представляются возможным, а контроль прочности бетона по образцам недостаточен, особенно при бетонировании в зимнее время. В этом случае контроль прочности бетона неразрушающими методами становится одним из основных и оценка прочности бетона должна производиться с учетом характера работы рассматриваемого конструктивного элемента.

Указанные выше проблемы, возникающие при проектировании монолитных многоэтажных зданий с учетом особенностей их работы и возведения, являются для проектировщиков в каком то смысле новыми (или давно забытыми старыми), что обусловлено тем, что в нашей стране многие десятилетия усилия специалистов были направлены на решение задач и разработку нормативной базы, относящихся к сборному домостроению. Поэтому все более развивающееся монолитное домостроение с его повышенными архитектурными, конструктивными и технологическими требованиями вызывает необходимость разработки методов расчета и конструирования как всей конструктивной системы здания в целом, так и основных несущих конструкций, и создания современной нормативной базы, охватывающей все аспекты проектирования монолитных многоэтажных зданий.

Оценка эффективности неупругой деформационной модели при расчете нормальных сечений

В статье сопоставлены результаты расчетов по предельным состояниям нормальных сечений железобетонных конструкций при изгибе и внецентренном сжатии, выполненных по проекту новых норм [1], [2] и по действующим нормативным документам [3].

Расчет по проекту новых норм основан на использовании неупругой деформационной модели. Алгоритм позволяет проследить процесс последовательного изменения напряжений в бетоне и арматуре по мере изменения деформаций сечения.

Алгоритм ориентирован на исследование различных вариантов режимов нагружения. В статье представлены результаты, соответствующие первому варианту, моделирующему действие фиксированных осевых и переменных поперечных нагрузок. Продольная сила при этом считается известной постоянной величиной, в результате расчета при различных деформированных состояниях сечения определяются значения изгибающего момента, удовлетворяющие условиям равновесия внутренних и внешних сил.

Рассматривается нормальное сечение с одной осью симметрии, которая лежит в плоскости внешних нагрузок. Сечение разделено на малые участки по высоте (полосы), для каждой полосы задают значения ее высоты h_{bi} , ширины b_{bi} и расстояние Z_{bi} от растянутой (менее сжатой) грани сечения до центра данной полосы. Для четкой локализации крайних волокон сечения высота первой и последней полосы принимается равной нулю. Арматура располагается по высоте сечения в несколько рядов, для каждого из которых задают значения площади A_{si} и расстояние Z_{si} от растянутой (менее сжатой) грани сечения до центра тяжести арматуры данного ряда (см. рис 1).

Задание физико-механических характеристик бетона и арматуры осуществляется в форме диаграмм состояния (деформирования).

Для описания криволинейной диаграммы деформи-

рования с ниспадающей ветвью сжатого бетона использовали зависимость (2.1-7) [2], при этом значения предельных деформаций бетона ϵ_{b2} оценивали по (2.1-8) [2]. В зависимостях (2.1-7), (2.1-8) значения параметров – относительных деформаций ϵ_{b0} и начального модуля упругости E_b , $E_{b,\tau}$ при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки задавали согласно указаниям п.п.2.1.2.5, 2.1.2.6 [2]. Для растянутого бетона использовали те же зависимости, заменяя расчетные сопротивления бетона сжатию R_b расчетными сопротивлениями бетона растяжению R_{bt} и принимая значения относительных деформаций $\epsilon_{bto} = 0,0001$ и $\epsilon_{bt2} = 0,00015$ при непродолжительном действии нагрузки, при продолжительном действии нагрузки – по табл. 2.1-6 [2] в зависимости от относительной влажности окружающей среды. При значениях деформаций $\epsilon_{bt} > \epsilon_{bt2}$ напряжения в растянутом бетоне считают равными нулю.

Для арматуры, имеющей площадку текучести, принимали двухлинейную диаграмму, представленную в п.2.2.2.7 [2]. Значение предельной относительной деформации арматуры $\epsilon_{s2} = 0,025$, рекомендуемое в п.2.2.2.8 [2], представляется неоправданно преувеличенным. По-видимому, целесообразно увязать эту деформацию с известными экспериментальными данными о протяженности площадки текучести арматурных сталей. Так по диаграмме на рис. II.3 [4] для арматуры класса А-III площадка текучести ограничивается предельной деформацией $\epsilon_{s2} \approx 0,0075$, для арматуры класса А-I – предельной деформацией $\epsilon_{s2} \approx 0,02$.

Структура алгоритма в основном аналогична [5] и предусматривает выполнение ряда последовательных этапов расчета. В рамках каждого этапа устанавливается распределение деформаций по высоте сечения, удовлетворяющее условиям равновесия внешних и внутренних сил при соответствующем данному этапу значении базового параметра деформирования сечения, роль которого играет деформация ϵ_{fc} наиболее сжатого волокна. На каждом этапе расчета базовому параметру деформирования сечения задаются значения в диапазоне $\epsilon_{na} \leq \epsilon_{fc} \leq \epsilon_{b2}$, где ϵ_{na} – деформация сечения при сжатии продольной силой N_c , приложенной в центре сечения.

Для первого варианта режима нагружения при заданном значении продольной силы N_c алгоритм предусматривает выполнение на каждом этапе расчета следующих операций.

При соответствующем текущему этапу значении деформации $\epsilon_{fc,k}$ сжатого волокна (здесь k – номер этапа расчета) находят значения деформации растянутого (менее сжатого) волокна $\epsilon_{ft,k}$, при котором удовлетворяется условие равновесия проекций внешних и внутренних сил на продольную ось элемента

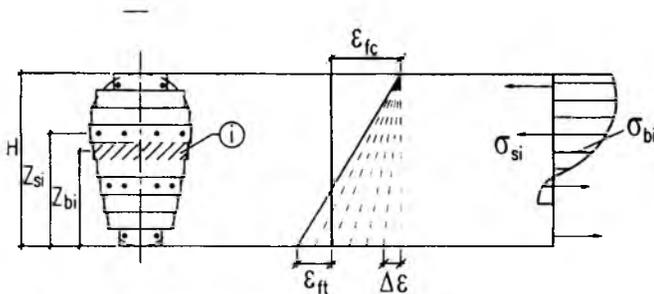


Рис. 1. Расчетная модель сечения

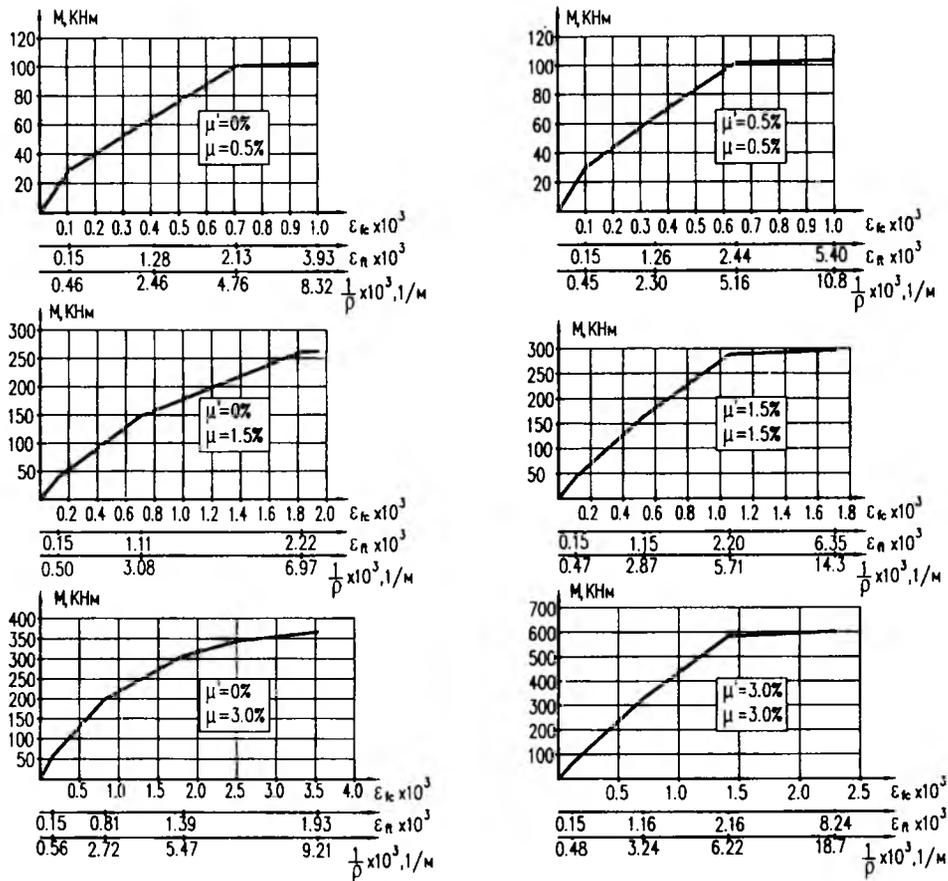


Рис. 2. Диаграммы состояния сечения с одиночной и симметричной арматурой

$$N_c + \sum N_{bi} + \sum N_{si} = 0 \quad (1)$$

где N_{bi} – усилие в бетонной полосе, N_{si} – усилие в ряду арматуры; суммирование выполняют по всем слоям бетона и рядам арматуры.

Схема поиска значения деформации $\varepsilon_{R,k}$ аналогична процедуре метода хорд. Начальное значение деформации принимают равным $\varepsilon_{ft,1} = \varepsilon_{fc,k}$, последующие значения вычисляют с шагом $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{fc,k}/G$, где G – число большее единицы, обеспечивающее необходимую для целей данного расчета точность вычислений. Для каждой пары значений $(\varepsilon_{fc,k}; \varepsilon_{ft,j})$, используя очевидные зависимости, вытекающие из гипотезы плоских сечений, вычисляют деформации $\varepsilon_{bi}, \varepsilon_{si}$ в полосах бетона и рядах арматуры, а также соответствующие им напряжения σ_{bi}, σ_{si} и усилия N_{bi}, N_{si} (см. рис 1). Затем вычисляют текущую невязку D_j уравнения равновесия (1)

$$D_i = S_p - S_n, \quad (2)$$

где S_p, S_n – сумма абсолютных значений соответственно положительных и отрицательных членов уравнения (1). Далее рассматривают новое значение деформации $\varepsilon_{ft,j} = \varepsilon_{ft,j-1} - \Delta\varepsilon$, вычисления повторяются в том же порядке, и, если изменится знак невязки D , определяют приближенное значение

деформации $\varepsilon_{ft,k}$, при котором удовлетворяется уравнение равновесия (1)

$$\varepsilon_{ft,k} \approx \varepsilon_{ft,j-1} + \Delta\varepsilon \cdot \frac{\text{abs}(D_j)}{\text{abs}(D_j) + \text{abs}(D_{j-1})} \quad (3)$$

где D_j, D_{j-1} – значения невязки D на текущем и предыдущем шагах поиска. По крайевым деформациям $(\varepsilon_{fc,k}; \varepsilon_{ft,k})$ находят окончательные для данного этапа расчета значения деформаций, напряжений и усилий в слоях бетона и в рядах арматуры, и вычисляют значение момента M_k , отвечающего напряженно-деформированному состоянию данного этапа

$$M_k = \sum N_{bi} \cdot (Z_{bi} - C_a) + \sum N_{si} \cdot (Z_{si} - C_a) = 0 \quad (4)$$

где C_a – расстояние от растянутой (менее сжатой) грани до оси сечения.

Затем выполняются следующие этапы расчета при новом значении базового параметра деформирования сечения $\varepsilon_{fc,k+1}$ в пределах исследуемого диапазона изменения деформаций $\varepsilon_{na} \leq \varepsilon_{fc} \leq \varepsilon_{b2}$.

Информация, полученная в результате расчета, включает массивы значений моментов M_k , соответствующих различным этапам деформирования сечения, и корреспондирующие с этими моментами значения деформаций крайних волокон $\varepsilon_{fc,k}, \varepsilon_{ft,k}$, напряжений и усилий в бетоне и в арматуре. Эту инфор-

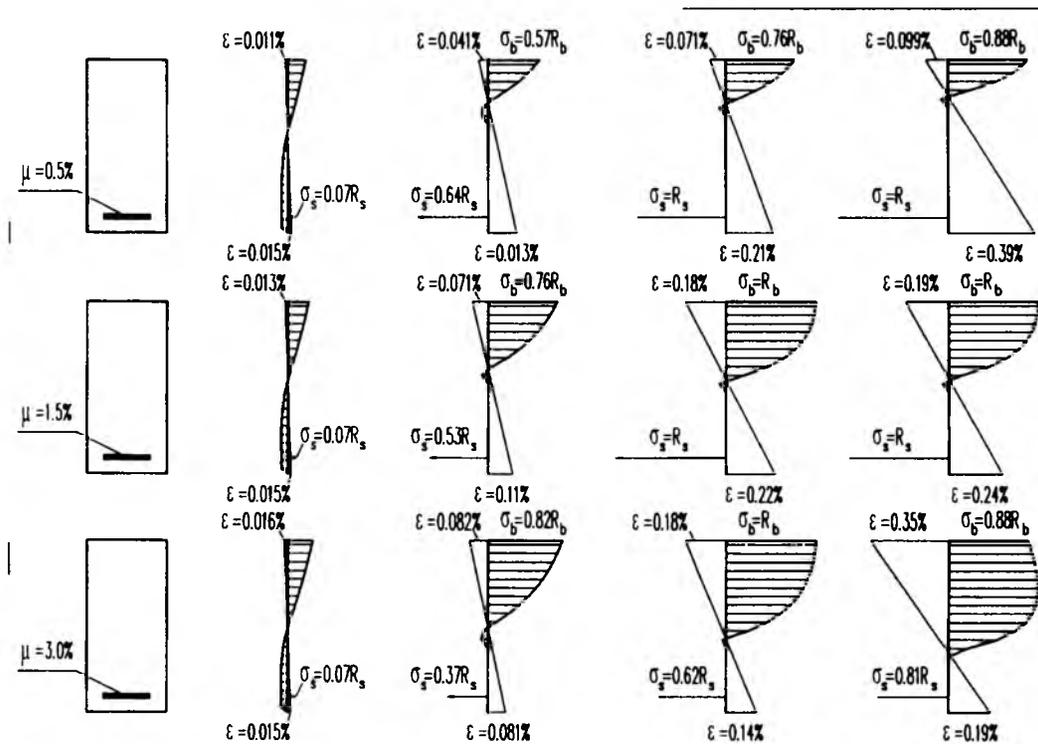


Рис. 3. Напряженное состояние сечения с одиночной арматурой

мацию можно рассматривать в качестве параметров, описывающих диаграмму состояния нормального сечения на различных стадиях его работы; в своей совокупности она позволяет выполнить проверки железобетонной конструкции по всем предельным состояниям, т.к. на основе этой информации можно установить значения моментов, отвечающих конкретным деформациям бетона и арматуры, или значения деформаций бетона и арматуры, отвечающих конкретным значениям моментов. При этом для анализа несущей способности используют данные, полученные на основе диаграмм деформирования бетона, описываемых зависимостями (2.1-7), (2.1-8) [2] при подстановке в эти зависимости расчетных сопротивлений бетона R_b и R_{bt} ("расчетных диаграмм"), а для анализа предельных состояний второй группы – тех же зависимостей при подстановке в них нормативных сопротивлений бетона R_{bn} и R_{btn} ("нормативных диаграмм").

Расчеты при непродолжительном и продолжительном действии нагрузок выполняют на основе соответствующих диаграмм деформирования бетона, контролируемые показатели предельных состояний (ширину раскрытия трещин, кривизну и т.п.) при совместном действии длительных и кратковременных нагрузок можно определить по традиционным трехчленным формулам (4.2-6), (4.3-6) или им аналогичным.

Несущая способность сечения (для рассматриваемого режима нагружения это значение предельного момента M_{ult} при заданном значении продольной силы N_c) принимается равной наименьшему из трех возможных значений

$$M_{ult} = M_k (\epsilon_{fc} = \epsilon_{b2}) \quad (5)$$

$$M_{ult} = M_k (\epsilon_{s, max} = \epsilon_{s2}) \quad (6)$$

$$M_{ult} = M_{k, max} \quad (7)$$

Уравнения (5) и (6) соответствуют условиям (3.2.2.3-12) и (3.2.2.3-13) [2]. Использование уравнения (7) проектом нормативных документов [1], [2] не предусмотрено, однако его применение представляется необходимым, поскольку иначе могут быть получены результаты, противоречащие физическому смыслу. Кроме того, при определении несущей способности по (7) отпадает необходимость корректировки предельных деформаций бетона для сечений с однозначной эпюрой деформаций, предусмотренной п.3.2.2.3.4 [2], уменьшающая длину ниспадающего участка диаграммы деформирования. Эта корректировка не только делает расчетную процедуру излишне громоздкой, но и вступает в противоречие с данными экспериментов, например, исследований [5], в которых при испытании центрально сжатых железобетонных образцов были получены диаграммы деформирования бетона с весьма протяженной ниспадающей ветвью.

Изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин, принимается равным

$$M_{cr} = M(\epsilon_{ft} = \epsilon_{bt2}) \quad (8)$$

Для определения ширины раскрытия a_{cr} нормальных трещин при действии момента M_{qn} нахо-

Параметры армирования	Расчетные величины	Методика расчета					
		1		2		3	
$\mu'=0\%$ $\mu=0,5\%$ $N=0$	$M_{срс}$, КНм	27,2	93%	25,3	87%	29,1	100%
	$\sigma_s(M_{срс})$, МПа	342	96%	354,5	100%	354,5	100%
	$a_{срс}(M_{срс})$, мм	0,283	98%	0,283	98%	0,288	100%
	$1/\rho(M_{срс})$, 1/м	0,0045	94%	0,0049	102%	0,0048	100%
	M_{ult} , КНм	104,3	102%	104,4	102%	102,3	100%
$\mu'=0\%$ $\mu=1,5\%$ $N=0$	$M_{срс}$, КНм	34,3	86%	38,76	97%	39,88	100%
	$\sigma_s(M_{срс})$, МПа	349,2	99%	354,5	100%	354,5	100%
	$a_{срс}(M_{срс})$, мм	0,229	105%	0,313	143%	0,218	100%
	$1/\rho(M_{срс})$, 1/м	0,0059	84%	0,007	100%	0,007	100%
	M_{ult} , КНм	266,4	101%	267,2	102%	262,9	100%
$\mu'=0\%$ $\mu=3,0\%$ $N=0$	$M_{срс}$, КНм	45,5	81%	52,8	95%	55,87	100%
	$\sigma_s(M_{срс})$, МПа	223,4	78%	243	85%	286,2	100%
	$a_{срс}(M_{срс})$, мм	0,115	78%	0,196	133%	0,147	100%
	$1/\rho(M_{срс})$, 1/м	0,0057	62%	0,0069	785%	0,0092	100%
	M_{ult} , КНм	366,5	100%	346,9	95%	366,43	100%

Примечание. Расчетные варианты соответствуют методикам: 1- СНИП 2.03.01-84, 2 – СП-52-101-02, 3 – СП-52-101-02 (нелинейная деформационная модель)

дят напряжения в арматуре, используя данные расчета

$$\sigma_s = \sigma_{s,max}(M_{qn}) \quad (9)$$

Дальнейшие вычисления производят по формуле (4.2-31) с учетом указаний п.п. 4.2.3.5 и 4.2.3.6 [2]. 1

Кривизну — на участках как с трещинами, так и без них, определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = (\psi_s \cdot \varepsilon_{s,max} + \psi_b \cdot \varepsilon_{fc}) / h_0 \quad (10)$$

вычисляя значение коэффициента ψ_s с учетом указаний п.4.2.3.6 [2].

По описанному алгоритму, реализованному в программе АРКАН – ПК для IBM-совместимых компьютеров, были выполнены расчетные исследования железобетонных сечений при различных классах бетона и арматуры, схемах армирования, значениях продольных сил. Некоторые результаты, полученные для прямоугольного сечения, выполненного из бетона класса В25 и армированного арматурой класса А400, представлены на рис. 2, рис. 3 и в таблице. Приведены данные для сечений с различными значениями процента армирования $\mu = A_s / b \cdot h_0$ (рассмотрены значения $\mu = 0,5$; $\mu = 1,5$; $\mu = 3,0$) и различным количеством арматуры A_c в сжатой зоне, оцениваемого коэффициентом армирования $\mu = A_c / b \cdot h_0$ (рассмотрены значения $\mu_c = 0$; $\mu_c = 0,5$; $\mu_c = \mu$). Результаты расчетов по неупругой деформационной модели [1] сопоставлены с результатами расчетов по приближенным практическим методикам [2] и по указаниям СНИП 2.03.01-84* [3].

Приведенные данные свидетельствуют, что расчеты, выполненные по проекту новых норм [1], [2] и по действующим нормативным документам [3], дают близкие результаты. Отклонение не превышает 2 %

при оценке прочности и составляет 3-5 % для показателей второй группы предельных состояний. В этой связи следует отметить высокую эффективность неупругой деформационной модели при расчете нормальных сечений железобетонных конструкций, позволяющей на единой основе выполнить расчет по обеим группам предельных состояний с достаточной для практических целей точностью. Дополнительные преимущества этой модели связаны с возможностью в рамках общего алгоритма выполнения расчетов для сечений с распределенной арматурой и других конструктивных решений, встречающихся в практике проектирования. Внедрение неупругой деформационной модели в практику проектирования не вызовет противоречивых оценок конструктивных решений, разработанных в различные периоды.

Библиографический список

1. СНИП 52-01-02. Железобетонные и бетонные конструкции. Основные положения. (Проект, первая редакция). / Госстрой России. – М.: 2002.
2. СП 52-01-02. Бетонные и железобетонные конструкции (Проект, первая редакция). / Госстрой России. – М.: 2002.
3. СНИП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 76 с.
4. Дмитриев С.А., Калатуров Б.А. – Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. Издание второе, исправленное и дополненное. – М.: Стройиздат, 1965 – 508 с.
5. Паньшин Л.Л. – Автоматизированный расчет нормальных сечений железобетонных конструкций/В кн.: "Экспериментальные и теоретические исследования конструкций полносборных общественных зданий" (сборник научных трудов). М.: 1985. – с.83-93.
6. Таль К.Э. – О деформативности бетона при сжатии / В кн. "Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов" (сборник научных трудов). – М.: Госстройиздат, 1955. – с. 51-64.

В.К.ЕКИМОВ, инж. (Гормост); В.М.БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф. (МИКХуС)

Закономерности потерь усилий предварительного обжатия сооружений и мостов *

При восстановлении силового сопротивления повреждённых железобетонных элементов сооружения, в частности, мостов, стен зданий часто целесообразно обжать конструкцию с помощью канатов (или арматуры) по способу натяжения "на бетон". Этим осуществляется закрытие трещин, при необходимости изменение знака действующих напряжений и создание обратного выгиба, изменение жёсткости обжимаемых элементов.

Усилия натяжения, номинация и сечения канатов (или арматуры) назначаются в зависимости от размеров и жёсткости обжимаемой конструкции, а потери усилий предварительного натяжения оцениваются с помощью эмпирических формул. Между тем дальнейшая эксплуатация таких усиленных обжатием элементов сооружений и стен зданий показывает, что с течением времени их состояние ухудшается. Во многих случаях это обусловлено недостаточной точностью прогноза потерь предварительного натяжения этих канатов (или арматуры).

Необходимое уточнение обеспечивается учётом релаксации напряжений канатов (или арматуры) и осадки анкерных устройств, опирающихся на неравномерно деформируемое основание (железобетонные элементы сооружений, стены зданий).

В качестве исходных предпосылок, используемых при решении возникающей в связи с этим реологической задачи, нами предложены следующие:

- постулируется равенство укорочения канатов ΔU_k и осадки поверхности основания ΔU_{oc} .

$$\Delta U_k = \Delta U_{oc} \quad (1)$$

- принимается упругоползучая модель силового сопротивления каната и основания [1].

а) для бетона (железобетона) и каменной кладки с учётом так называемый быстронатекающей ползучести

$$C^*(t_0, t_0) > 0, \quad C^*(t, t) > 0, \quad (2)$$

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E^u(t)} + \sigma(t) C^*(t, t) - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C^* d\tau \quad (3)$$

б) для канатов (и арматуры) без учёта так называемый быстронатекающей ползучести

$$C^*(t, t) = 0, \quad \varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{E^u(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C^* d\tau; \quad (4)$$

Здесь $\varepsilon(t, t_0)$ - полная относительная деформация к моменту времени наблюдений t (когда t_0 - время начала нагружения); $\sigma(t)$ - действующие в текущий момент времени напряжения (при однородном напряжённо-деформированном состоянии); $E^u(t)$ - модуль мгновенной деформации; $C^*(t, t_0)$ - мера простой ползучести материала, определяемая с учётом износа и повреждений [3].

Усилие в канате (арматуре) записывается в виде

$$P(t) = A_k \sigma_k(t), \quad (5)$$

а напряжения

$$\sigma_k(t) = \sum_{i=0}^n a_i (t - t_0)^i \quad (6)$$

с последующим линеаризующим упрощением

$$\sigma_k(t) = \sigma_\alpha(t_0) - a_1(t - t_0), \quad (7)$$

где $P(t)$ - усилие в канате (арматуре) в момент его передачи "на бетон" после закрытия трещин и местного обжатия торцов конструкций; A_k - площадь сечения каната (арматуры); a_i - искомый параметр снижения усилий (напряжений) каната (арматуры) за счёт потерь (ползучести основания, релаксации напряжений каната).

Сформулированные предпосылки дают решение задачи.

Укорочение каната (арматуры) за период $(t - t_0)$ равно

$$\Delta U_k = \varepsilon_k(t, t_0) \ell = \left\{ \sigma_k(t_0) \left[\frac{1}{E_k^u} + C^*(t, t_0) \right] - a_1 \left[\frac{t - t_0}{E_k^u} - \int_{t_0}^t (\tau - t_0) \frac{\partial}{\partial \tau} C_\alpha^*(t, \tau) d\tau \right] \right\} \ell, \quad (8)$$

где ℓ - расчётная длина каната, принимаемая

$$\ell \cong \ell_0, \quad (9)$$

* Работа выполнена с поддержкой грантов Минобразования РФ

а обозначив характеристики деформативности

$$B_{k,1}(t) = \left[\frac{1}{E_k^M(t)} + C_k^*(t, t_0) \right] \ell$$

$$B_{k,2}(t, t_0) = \left[\frac{t-t_0}{E_k^M(t)} - \int_{t_0}^t (\tau-t_0) \frac{\partial}{\partial \tau} C_k^*(t, \tau) d\tau \right] \ell, \quad (10)$$

получим

$$\Delta U_k(t, t_0) = \sigma_k(t_0) B_{k1}(t_0) - a_1 B_{k2}(t, t_0). \quad (11)$$

Осадку основания моделируем упругоползучим полупространством, когда, согласно известному решению Бусинеску (например, для стены- бетонной или кирпичной),

$$\Delta U_{oc}(t, t_0) = P(t) \frac{(1-\mu^2)}{\pi \cdot r_{ap}} \times \frac{1}{E_{oc}^{ep}(t)}, \quad (12)$$

где $\frac{1}{E_{oc}^{ep}(t)} = \frac{1}{E_{oc}^M(t)} + C_{oc}^*(t, t_0)$ (13) — временный модуль деформации С.Е. Фрайфельда [2], записанный для $\sigma = \text{const}$, что обеспечивает некоторый избыток расчётных потерь напряжений; μ - коэффициент поперечного деформирования (коэффициент Пуассона); r_{ap} - радиус опорной части анкерного устройства.

$$\text{Теперь } \Delta U_{oc}(t, t_0) = \sigma_k(t_0) B_{oc1}(t_0) - a_1 B_{oc2}(t, t_0), \quad (14)$$

$$\text{где } B_{oc1}(t_0) = \frac{A_k}{r_{ap}} \frac{(1-\mu^2)}{\pi} \left[\frac{1}{E_{oc}^M(t_0)} + C_{oc}^*(t, t_0) \right],$$

$$B_{oc2}(t, t_0) = \frac{A_k}{r_{ap}} \frac{(1-\mu^2)}{\pi} \left[\frac{1}{E_{oc}^M(t)} + C_{oc}^*(t, t_0) \right]. \quad (15)$$

Заметим, что во времени как E^{ep} , так и μ уменьшаются (по разному), а $\frac{1}{E^{ep}}$ - увеличивается. Это соответствует накоплению во времени осадки анкерного устройства

$$P_k(t) = P_{эл}(t) \quad \text{или} \quad \sigma_k(t) A_k = \sigma_{эл}(t) A_{эл}, \quad (16)$$

где A_k - площадь сечения каната (арматуры); $A_{эл}$ - площадь сечения элемента.

Откуда

$$\Delta U_{эл} = \varepsilon_{эл}(t, t_0) \ell = \left\{ [\sigma_k(t_0) - a_1(t-t_0)] \frac{1}{E_{эл}^M(t)} + \right.$$

$$\left. + [\sigma_k(t_0) - a_1(t-t_0)] C_{эл}^*(t, t_0) - \right.$$

$$\left. - \int_{t_0}^t [\sigma_k(t_0) - a_1(\tau-t_0)] \frac{\partial}{\partial \tau} C_{эл}^*(t, \tau) d\tau \right\} \frac{A_k}{A_{эл}} \ell, \quad (17)$$

где $E_{эл}^M$ и $C_{эл}^*$ находятся расчётом (или экспериментально) с учётом свойств деформирования и удельных площадей бетона и арматуры в сечении элемента, с учётом возможного износа и повреждений [3]:

или

$$\Delta U_{эл}(t, t_0) = \sigma_k(t_0) B_{эл1}(t, t_0) - a_1 B_{эл2}(t, t_0), \quad (18)$$

где

$$B_{эл1}(t, t_0) = \left[\frac{1}{E_{эл}^M(t)} + C_{эл}^*(t, t_0) \right] \frac{A_k}{A_{эл}} \ell,$$

$$B_{эл2}(t, t_0) = \left[\frac{t-t_0}{E_{эл}^M(t_0)} + C_{эл}^*(t, t_0)(t-t_0) - \right.$$

$$\left. - \int_{t_0}^t (\tau-t_0) \frac{\partial}{\partial \tau} C_{эл}^*(t, \tau) d\tau \right] \frac{A_k}{A_{эл}} \ell \quad (19)$$

Постулат $\Delta U_k = \Delta U_{oc}$ (I) приводит к искомым решениям:

а) для основания, моделируемого упругоползучим полупространством,

$$a_1 = \sigma_k(t_0) \frac{B_{k1}(t, t_0) - B_{oc1}(t, t_0)}{B_{k2}(t, t_0) - B_{oc2}(t, t_0)}$$

$$\frac{\sigma_k(t)}{\sigma_k(t_0)} = 1 - \frac{B_{k1}(t, t_0) - B_{oc1}(t, t_0)}{B_{k2}(t, t_0) - B_{oc2}(t, t_0)} (t-t_0) \quad (20)$$

б) для основания, моделируемого упругоползучим элементом,

$$a_1 = \sigma_k(t_0) \frac{B_{k1}(t, t_0) - B_{эл1}(t, t_0)}{B_{k2}(t, t_0) - B_{эл2}(t, t_0)}$$

$$\frac{\sigma_k(t)}{\sigma_k(t_0)} = 1 - \frac{B_{k1}(t, t_0) - B_{эл1}(t, t_0)}{B_{k2}(t, t_0) - B_{эл2}(t, t_0)} (t-t_0) \quad (21)$$

Заметим, что при вычислении (21) множители $\frac{A_k}{A_{эл}} \ell$ сокращаются.

Напомним, что вычисление характеристик деформирования B (10, 15, 19) требует знания временных функций модулей мгновенных деформаций E^M , мер простой ползучести C^* и коэффициентов поперечных деформаций μ .

Они могут быть найдены либо с помощью соответствующих натуральных (лабораторных) испытаний, либо по литературным источникам [1, 2, 4 и др.].

Например, из [1] можно принять

$$C^*(t, t_0) = C^0(\infty, t_0) \left[1 - \beta e^{-\alpha(t-t_0)} \right],$$

где, в частности, в [5] можно представить

$$\beta = \frac{C^*(\infty, t) - C^*(t_0, t_0)}{C^*(\infty, t_0)},$$

где α - некоторый параметр убывания деформации ползучести.

Время окончания отсчёта t принимается равным времени затухания ползучести (накопления более 95% деформаций ползучести бетона).

Приведённый аппарат позволяет существенно точ-

нее, чем используемые на практике эмпирические формулы, прогнозировать потери усилий (напряжений) в канатах (арматуре) обжатия.

Библиографический список

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. Машиностроение, М., 1952.
2. Бондаренко В.М. Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона, М. Стройиздат, 1982.
3. Бондаренко В.М. Боровских А.В. Износ, повреждение и безопасность железобетонных сооружений. МИКХИС, М. 2000.
4. Рекомендации по учёту ползучести и усадки бетона при расчёте бетонных и железобетонных конструкций. М. Стройиздат, 1988.
5. Фахратов М.А., Боровских А.В., Бондаренко В.М. Некоторые закономерности силового сопротивления бетона//Бетон и железобетон. — № 5. — 2001.

Р.К.ЮСУПОВ, канд.хим.наук (НИИЖБ)

Процесс схватывания как отражение кинетики контактных взаимодействий в бетонах

Первые исследования контактных взаимодействий в бетонах стимулировали открытие новых источников развития физико-химического бетоноведения на современном этапе [1, 2]. Значение исследований такого рода, их влияние на технологическое бетоноведение будут возрастать в той мере, в какой полученные результаты будут способствовать более глубокому и ясному пониманию физико-химической природы строительно-технических свойств портландцемента, других вяжущих и бетонов на их основе.

Заметным результатом исследования взаимодействия клинкерных частиц можно считать принципиально новый подход и оригинальную трактовку начального этапа процесса структурообразования при твердении бетонов. Этот этап, как известно, включает так называемый индукционный период, который обычно идентифицируется с периодом до начала схватывания. Традиционная трактовка индукционного периода сводится к более или менее экспериментально обоснованному утверждению о том, что на поверхности частиц клинкера образуются слои - своеобразная „корка“, которая создает барьер на пути раз-

вития процессов гидратации и структурообразования. И лишь после разрушения этой корки происходит схватывание [3,4]. Ни в коей мере не подвергая сомнению эту традиционную трактовку и основываясь на полученных результатах по контактным взаимодействиям частиц портландцементного клинкера, возможно дать иное, более простое и потому более естественное объяснение. Оно базируется исключительно на особенностях кинетики процесса перехода коагуляционных контактов между частицами клинкера ($p_1 \sim 10^{-9} \dots 10^{-8} \text{Н}$) в фазовые кристаллизационные ($p_1 > 10^{-6} \text{Н}$) (рис. 1). Эти экспериментальные результаты возможно представить также в более упрощенной форме, отражающей накопление фазовых кристаллизационных контактов в твердеющей дисперсии в процессе гидратации клинкерных минералов (рис. 2, кривая 1). В дополнение к данным о контактных взаимодействиях на этом же рисунке представлена типичная кривая, характеризующая кинетику структурообра-

зования цементной пасты, получаемую обычно по данным пластометрических исследований (кривая 2). Наличие индукционного периода в самом начале процесса структурообразования и интенсивный рост прочности после его завершения могут быть интерпретированы на основе анализа кинетики накопления фазовых контактов. В соответствии с полученными экспериментальными данными их формирование происходит не одновременно, а растянуто в пределах довольно значительного временного интервала: после начала процесса доля фазовых контактов между частицами клинкера монотонно растёт от нуля и через 16 ч составляет 62% (рис. 1,2). С учетом различий в прочности коагуляционных и фазовых контактов представляется достаточно очевидным, что в начале процесса, когда доля фазовых контактов невелика, например, равна 10%, они не в состоянии связать частицы воедино, создав в результате непрерывный пространственный каркас (рис. 3,А)*. Также очевидно, что в

* Следует учитывать, что плоское рассмотрение, представленное на рис.3, будучи качественно тождественным объёмному, отличается от него количественными параметрами (см. таблицу)

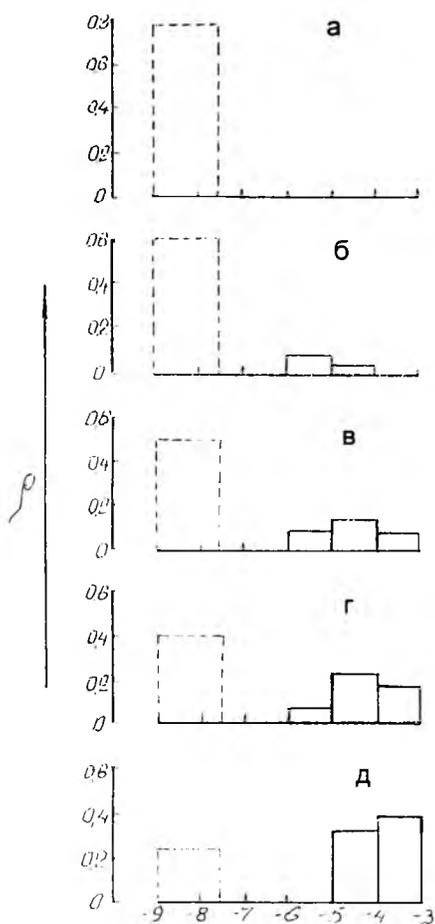


Рис. 1. Дифференциальные распределения (гистограммы) зависимости плотности распределения $\rho = \Delta n / (n_0 \Delta \lg p_1)$ от $\lg p_1$, где Δn и n_0 - текущее и общее число измерений, p_1 - прочность контактов, формирующихся между частицами клинкера в течение 10 с (а), 1,6 (б), 4,8 (в), 9,6 (г) и 16 ч (д) при их поджиге с усилием 10^6 Н в концентрированных растворах гидрооксида кальция

начале процесса формирования фазовых контактов в первую очередь образуются „двойники” - две частицы клинкера, связанным фазовым контактом, затем „тройки” и т.п. более крупные агрегаты частиц. На этой стадии, несмотря на то, что скорость накопления фазовых контактов предельно высока, прочность структуры возрастает крайне незначительно, так как сохраняется возможность её разрушения по „слабым” коагуляционным контактам (рис. 3,А и 3,Б). Наблюдается скорее загущение благодаря затруднению смещения агрегатов различной крупности один относительно другого при механических воздействиях. И лишь когда доля фа-

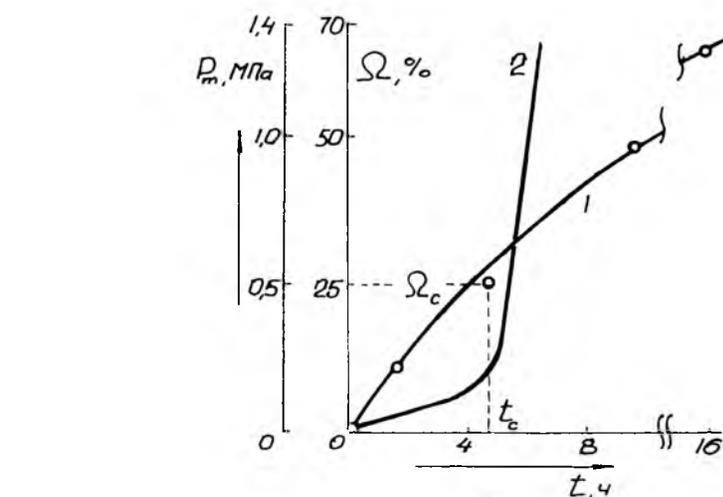


Рис. 2. Накопление фазовых кристаллизационных контактов между частицами клинкера в начальный период гидратации его минералов (1) и кинетика пластической прочности цементной пасты (2)

зовых контактов достигает некоторой критической величины, уже сформировавшиеся агрегаты прочно связываются друг с другом. В результате создаётся непрерывный пространственный каркас, пронизывающий весь объём системы. При этом прочность структуры начинает возрастать с взрывной скоростью (рис. 3,В). Рост прочности с такой высокой скоростью продолжается в течение более или менее продолжительного промежутка времени благодаря тому, что сформированный каркас всё более и более усиливается новыми связями. По существующим предварительным данным, критическая доля фазовых контактов, при достижении которой завершается индукционный период структурообразования и начинается интенсивный рост прочности, составляет 20...30% (см. ниже). Период интенсивного роста прочности продолжается до тех пор, пока доля фазовых контактов не достигнет примерно 60%. При этом уже окончательно формируется кристаллизационная структура. В дальнейшем рост прочности ослабевает и происходит пропорционально увеличению доли фазовых контактов и их упрочнению благодаря продолжающемуся выкристаллизовыванию новообразований.

Задачи, подобные рассматриваемой, анализируются математической теорией протекания (или перколяции) [5,6]. Эта теория используется для изучения физических и

физико-химических процессов, происходящих в неоднородных средах, жестко зафиксированных в пространстве и характеризующихся случайными свойствами. Типичный пример такой среды - зернистая среда, формирующаяся после уплотнения бетонной смеси, когда для каждого структурного элемента - зерна заполнителя или частицы цемента определяются соседи, с которыми этот структурный элемент находится в непосредственном контакте. Процесс схватывания следует трактовать как переход несвязанной или, точнее, слабо связанной зернистой среды уплотнённой бетонной смеси в жёстко связанную зернистую среду затвердевшего бетона. По существу, этот процесс играет роль своеобразного водораздела, связывающего и вместе с тем отделяющего друг от друга принципиально различные состояния зернистой среды бетона: несвязанное состояние на стадии смеси и связанное после её затвердевания. Он обусловлен накоплением фазовых контактов до некоторого критического значения и описывается разделом перколяционной теории, известной как задача связей. Этот тип задач рассматривает образование кластеров - связанных друг с другом структурных элементов (двойники, тройники и т.д.) и устанавливает порог протекания, представляющий собой некоторое критическое значение количества сформировавшихся связей от потенциально возможных. При дос-

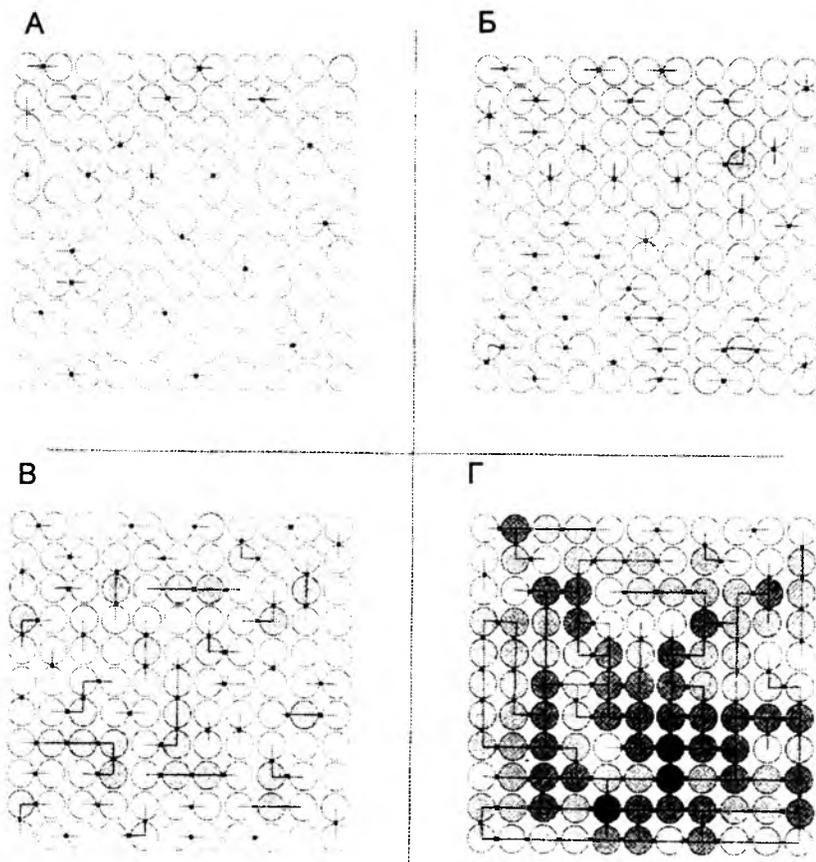


Рис. 3. Схема, иллюстрирующая наличие индукционного периода схватывания на основе данных о кинетике накопления фазовых кристаллизационных контактов при их доли (Ω , %) : А-10, Б-20, В-30, Г-60%.

тижении этого порога формируется так называемый фрактальный кластер бесконечной протяжённости. Формирование последнего соответствует такому состоянию бетона, при котором в его зернистой среде между частицами цемента и зёрнами заполнителя в ходе процесса гидратационного структурообразования образуется пороговое число фазовых контактов, достаточное для создания непрерывной пространственной сетки.

Пороги протекания для различных решёток, найденные методами

математического моделирования, представлены в таблице.

Более всего внутренней конфигурации зернистой среды бетонной смеси и цементного теста с характерными для этих систем интервалами варьирования соотношения воды и цемента соответствует простая кубическая упаковка зёрен, естественно в её трёхмерном варианте [2]. В этом случае порог протекания (или доля фазовых контактов в бетонной смеси), при достижении которого формируется фрактальный кластер и происходит схватывание,

Тип решёток	Для задачи	
	связей	узлов
Плоские решётки		
шестиугольная	0,6527	0,70
квадратная	0,5000	0,59
треугольная	0,3473	0,50
Трёхмерные решётки		
типа алмаза	0,3900	0,43
простая кубическая	0,2500	0,31
объёмцентрированная кубическая	0,1800	0,25
гранецентрированная кубическая	0,1200	0,20

составляет примерно 25%. Согласно экспериментальным данным по кинетике контактных взаимодействий (рис. 1 и 2, кривая 1), порог протекания процесса формирования фазовых контактов достигается примерно через 4 ч после уплотнения бетона. Это временное сечение соответствует завершению процесса схватывания. Таким образом, экспериментальные данные по кинетике контактных взаимодействий частиц клинкера, обработанные с привлечением математического аппарата теории протекания, позволяют дать строгое количественное описание основных закономерностей схватывания. Прежде всего удаётся обосновать три основных этапа процесса: индукционный период при $\Omega < \Omega_c$, собственно схватывание при $\Omega = \Omega_c$ и лавинообразное нарастание прочности при $\Omega > \Omega_c$; кроме того, достаточно точно предсказывается временная протяжённость индукционного периода, привычно выражаемая сроками схватывания.

В соответствии с изложенным схватывание в зависимости от вида вяжущего, его гранулометрического и минералогического составов, а также с учётом влияния добавок-регуляторов процесса следует рассматривать с позиций теории протекания. Эта теория и её математический аппарат являются высокоэффективными инструментами анализа начального этапа процесса структурообразования в бетонах.

Библиографический список

1. Юсупов Р.К. Проблемы физико-химического бетоноведения//Бетон и железобетон. — 2000. — № 2 — с. 2-4
2. Юсупов Р.К. О зависимости прочности бетона от водосодержания бетонной смеси//Бетон и железобетон. — 2000. — № 5 — с. 8-11
3. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества. М., Стройиздат, 1986, с. 464
4. Рамачандран В. С., Фельдман Р.Ф. Наука о цементе; в кн. Добавки в бетон: справочное пособие. М., Стройиздат, 1988, с.571
5. Шкловский Б. И., Эфрос А.Л. Электронные свойства легированных полупроводников. М., Наука, 1982, с. 416
6. Соколов И.М. Размерности и другие критические геометрические показатели в теории протекания//Успехи физических наук. — 1986 — т. 150 — вып. 2 — с. 221-252.

Технологические аспекты обеспечения морозостойкости бетона

Долговечность бетона конструкций – это способность бетона сохранять эксплуатационные качества конструкции в течение требуемого периода, например, 50 лет или больше. Исходя из условий эксплуатации и обеспечения долговечности здания или сооружения, в проекте указываются, помимо прочности бетона, параметры долговечности, а именно водонепроницаемость и морозостойкость.

Действующий ГОСТ 10060-95 “Бетоны. Методы определения морозостойкости” делит бетоны по качественным показателям морозостойкости на два вида: бетоны для дорожных и аэродромных покрытий и остальные виды бетонов. Последние испытывают на морозостойкость путем циклического замораживания и оттаивания в воде (I базовый метод). Бетоны же для аэродромных и дорожных покрытий, как эксплуатируемые в более суровых условиях, в этом ГОСТе было предложено испытывать на переменное замораживание-оттаивание в растворе соли по так называемому II базовому методу.

Изданный ранее ГОСТ 26633-91 “Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия” определяет параметрический ряд марок по морозостойкости от F50 до F1000 в отсутствие действия солей (I базовый метод). В разделе “Требования к бетонной смеси” этого ГОСТ указаны технологические рекомендации, которым необходимо следовать для обеспечения морозостойкости бетона. Согласно этому ГОСТ, бетоны для дорожных и аэродромных покрытий, мостовых конструкций и гидротехнических сооружений, чтобы отвечать требованиям по морозостойкости, должны иметь водоцементное отношение (В/Ц) в пределах 0,41–0,5 при воздухововлечении от 1 до 7%. Однако, как показывает практика, эти технологические требования ГОСТ 26633 недостаточны для обеспечения надлежащей морозостойкости бетона, а главное, требования по прочности не соотношены с требованиями по морозостойкости.

Перечень примеров можно продолжить: в СНиП 3.06.04-91 “Мосты и трубы” в таблице приложения 6 (обязательное) указано, что для обеспечения морозостойкости бетона для этих конструкций производственные составы следует разрабатывать с водоцементным отношением в пределах 0,45–0,6, марками по морозостойкости от F100 до F300. В то же время и рекомендуемые объемы вовлечения воздуха (2–4% или 4–6% в зависимости от вида конструкции) указаны одинаковыми для всех марок по морозостойкости. Очевидно, что при воздухововлечении 2–4% марка бетона по морозостойкости F300 по II методу получить не может.

Эти пробелы в нормативных документах по идее должны быть восполнены требованиями, заложенными в проекте.

Однако в настоящее время проектировщики, в силу недостаточного понимания технологии бетона, нередко для конструкций, где эксплуатационные напряжения невелики, задают низкий класс бетона по прочности, с одновременным требованием обеспечения высоких марок бетона по водонепроницаемости или морозостойкости. Долговечность же бетона зависит от правильного назначения всех показателей его качества. Например, если в проекте указано, что бетон должен иметь класс по прочности B15 и марку по водонепроницаемости W8, то завод-изготовитель в большинстве случаев будет выпускать бетон с показателем, который обеспечить проще (в данном случае прочность), но при этом требуемый показатель водонепроницаемости обеспечен не будет. Поэтому, если в проекте указан бетон с несколькими показателями качества, его состав следует проектировать на показатель, более сложно получаемый. В данном случае это водонепроницаемость. Для марки по водонепроницаемости W8 прочность бетона на сжатие обычно получается около 40,0 МПа, что существенно выше B15 (средняя прочность 196 кгс/см² при $V_n = 13,5\%$).

Ниже приведены несколько при-

меров нормативных требований, даже выполнение которых не обеспечивает достаточную морозостойкость бетона в изделии или конструкции.

ГОСТ 13579-78 “Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия” и ГОСТ 13580-85 “Плиты железобетонные ленточных фундаментов. Технические условия” вообще не содержат для конструкций фундаментов требований по классу бетона по прочности и марке по морозостойкости. По мнению составителей этих ГОСТов, прочность и морозостойкость должны быть указаны в проекте. В большинстве случаев в проекте же указывается, что бетон для фундаментных блоков должен иметь класс по прочности B7,5 и по морозостойкости F100. На практике же при проектировании состава бетона на класс B7,5 марка по морозостойкости F100 обеспечена не будет.

В ГОСТ 87170-84 “Ступени железобетонные и бетонные, предназначенные для устройства внутренних и наружных лестниц зданий и сооружений” требования по морозостойкости вообще отсутствуют. Иногда в проектах на лестничные наружные марши указывают морозостойкость F200, но по I базовому методу, т.е. морозостойкость в отсутствие действия солей. В то же время известно, что ступени наружных лестниц в зимний период активно обрабатываются антиобледенителями, и при переменном замораживании и оттаивании их разрушение — явление повсеместное. Бетон для наружных лестниц по условиям эксплуатации должен быть отнесен к бетону мостовых конструкций, т.е. назначать его морозостойкость следует при испытании по II методу.

Для надежного обеспечения требуемой морозостойкости бетона по II методу необходимо, в первую очередь, применять воздухововлекающие или газообразующие добавки для образования в бетонной смеси и бетоне системы пор при среднем размере 0,18–0,2 мм, а для обеспечения плотности и прочности следует применять пластифици-

Таблица 1

Составляющие бетонной смеси	Изменение воздухововлечения (ВВ)
Цемент	Тонкость помола снижает ВВ, щелочи увеличивают, с увеличением расхода цемента ВВ снижается
Крупный заполнитель	ВВ снижается с увеличением крупности
Мелкий заполнитель	ВВ увеличивается с увеличением содержания песка
Зола-унос	Снижает ВВ, имеет значение тонкость частиц
Микрокремнезем	Сильно снижает ВВ, чем больше расход МК тем больше снижение ВВ
Шлак	Умеренное снижение ВВ с увеличением содержания шлака
Ускорители твердения	Влияние слабое
Суперпластификаторы, водоредуцирующие добавки	На основе нафталина и лигносульфоната увеличивают ВВ, меламина снижают
Подвижность	С увеличением подвижности с П2 до П4 ВВ снижается до 2%
Замедлители твердения	Лигносульфонаты увеличивают ВВ, остальные не влияют

рующие/водоредуцирующие добавки, которые в сочетании с воздухововлекающими добавками могут обеспечить воздухововлечение до 7%.

Воздухововлечение является основным технологическим приемом, позволяющим достичь требуемой морозостойкости бетона. Каче-

ственное влияние некоторых составляющих бетонной смеси на воздухововлечение представлено в табл. 1 [1].

Ниже предлагается подход к назначению расширенных, противные действующих, технологических требований для обеспечения морозостойкости бетона по маркам, выраженных в циклах замораживания-оттаивания.

При проектировании составов тяжелого бетона на заданную марку по морозостойкости (по первому или второму методу) необходимо ограничивать в ту или иную сторону следующие характеристики: минимальный класс по прочности; максимальное водоцементное отношение; минимальный расход цемента; максимальный расход воды; минимальное воздухововлечение. Этот подход заложен и в евростандарт на бетон EN 206-1 [2]. Кроме того, следует учитывать вид добавки и цемента.

Табл. 2 содержит эти ограничения в зависимости от требуемой морозостойкости бетона и, кроме того, рекомендации по применению добавок и цемента. При использовании технологических параметров, указанных в табл. 2, и надлежащего производства работ заданная морозостойкость может быть обеспечена.

Выводы

Для обеспечения морозостойкости бетона необходимо учитывать целый комплекс факторов и соответственно формулировать требования для этих случаев. Эти требования следует разработать и внести в нормативные документы. В ГОСТ 26633-91 при пересмотре следует дать более развернутые технологические требования, которые необходимо соблюдать при проектировании составов тяжелого и мелкозернистого бетона конструкций, эксплуатирующихся при попеременном замораживании и оттаивании.

Приложение 6 в СНиП 3.06.04-91 "Мосты и трубы" надо дополнить рекомендациями по объемам воздухововлечения для каждой марки бетона по морозостойкости.

Основой для дополнения этих документов могут послужить данные табл. 2.

Библиографический список

1. EN 206 – 1. Concrete – part 1: Specification, performance, production, and conformity. CEN, Brussels, 2000.
2. Design and Control of Concrete Mixtures, CPCA, Ottawa, 1995.

Таблица 2

Факторы, обеспечивающие морозостойкость	Морозостойкость, циклы*			
	75-150	200-300	400-600	700-1000
	—	100	200	300
Прочность, МПа	≥ 25,0	≥ 30,0	≥ 35,0	≥ 40,0
Вид цемента** ГОСТ 10178	Общестроительного назначения	Общестроительного назначения или нормируемый по СзА	Общестроительного назначения или нормируемый по СзА	Общестроительного назначения или нормируемый по СзА
Расход цемента, кг	>300	> 300	> 320	> 340
Количество воды, л	≤180	≤ 180	≤ 180	≤ 180
Водоцементное отношение	< 0,6	< 0,55	< 0,5	< 0,45
Добавки по ГОСТ 24211	пластифицирующая/ водоредуцирующая	воздухововлекающая или пластифицирующая/ водоредуцирующая	воздухововлекающая и пластифицирующая/ водоредуцирующая	воздухововлекающая и пластифицирующая/ водоредуцирующая
Воздухововлечение, %	2-3	3-4	4-6	5-7

* Верхняя строчка – марка по морозостойкости по I базовому методу, нижняя - по II методу.

** Вид цемента назначается в зависимости от уровня химической агрессии.

С.В.АЛЕКСАНДРОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф., почетный член РААСН

О статье А. М. Подвального “Об оценке результатов коррозионных испытаний и марках бетона по морозостойкости”

В журнале “Бетон и железобетон” № 5 за 2002 г. в порядке обсуждения опубликована статья д-ра техн. наук А. М. Подвального указанного выше наименования. В этой статье изложен взгляд автора на вопрос современного бетоноведения, важный для долговечности бетонных и железобетонных конструкций. К сожалению, указанная статья содержит ряд серьезных методических ошибок и потому неправильно освещает положение дел в рассматриваемой проблеме. Поэтому требуется ее критический разбор.

Статья в смысловом отношении состоит из двух частей. В первой из них предпринята попытка компрометации общепринятого понятия марки по морозостойкости и положений ГОСТ 10060.0-95 – ГОСТ 10060.1-95 [3] по ее определению методом прямых испытаний бетона на морозостойкость. Во второй части статьи без соответствующих критических оценок предлагается введение в отечественные нормы еще обсуждаемых без единодушия за рубежом новых соответствующих предложений европейских норм EN 206 взамен действующих указанных ГОСТов и замена марок по морозостойкости бетонов классами по морозостойкости. Как в том, так и в другом случае предпринята попытка “обнаучить” критику ГОСТа и предложения автора некорректным применением аппарата теории вероятностей и ее понятий. Ниже приведены соответствующие разъяснения.

1. Значительная часть статьи посвящена вопросу о “соответствии” марок бетона по морозостойкости, определяемых в стандартных испытаниях по ГОСТу, и “марок бе-

тона по морозостойкости в конструкции”. При этом с грустью отмечается, что “методика определения марки по морозостойкости в конструкции отсутствует”, “отсутствуют и попытки ее экспериментального, сопоставительного с лабораторным, переделения в сооружении”.

Марка по морозостойкости представляет собой условную характеристику стойкости материала (бетона), определяемую в установленных ГОСТом стандартных условиях и на стандартных образцах. Поэтому ни о какой “марке по морозостойкости” в конструкции не может быть и речи, поскольку разнообразные условия ее эксплуатации и условий работы бетона в ней не соответствуют и не могут соответствовать условиям, оговоренным в ГОСТе, также как и об определенном соответствии этих марок.

В конструкциях, подвергающихся внешним климатическим воздействиям, например в наружных ограждениях, речь может идти только о требуемой стойкости наружного промерзающего слоя при периодических замораживаниях и оттаиваниях на активных интервалах года (зимне-весеннем и летне-осеннем), оцениваемой с учетом конструктивных особенностей ограждения, условий его эксплуатации и района строительства, устанавливаемой расчетом ограждения на долговечность [1, 2, 4, 5]. Лабораторные переделения марки по морозостойкости по ГОСТу и ее указание в проектах необходимы для того, чтобы “подсказать” проектировщику, каким бетоном ему легче всего будет обеспечить при прочих равных условиях нормативную долговечность (срок службы) конструкции [4, 5].

2. В испытаниях бетона на мо-

розостойкость по ГОСТу устанавливается и реализуется шкала последовательного числа циклов испытаний N . Это распределение N представляет собой последовательность заданных чисел N в форме арифметической прогрессии. На этой шкале отмечается ряд “реперных” точек F , названных марками по морозостойкости, представляющих собой также выборочно заданные числа. Они не являются поэтому случайными величинами (событиями), не распределены по нормальному закону и к ним потому не применим аппарат теории вероятностей. Автор же рассматриваемой статьи ошибочно считает их случайными величинами с нормальным законом распределения вероятностей и использует в своих доводах их вероятностные оценки. Так, задавая каким-то произвольным образом их “математическое ожидание” $m = 300$ циклов, “среднее квадратическое отклонение” $\sigma_m = 60$ циклов и “коэффициент вариации” $v_m = 20\%$, он далее, в предположении нормального закона распределения, устанавливает по ним “доверительный интервал”, “накрывающий” 4 соседние марки F . Какой выборке марок F соответствуют эти данные и почему принимается нормальный закон распределения?

Если бы автор не “принял” произвольно эти значения, а, будучи последовательным, определил бы их теми же использованными им вероятностными методами, то он получил бы следующие значения этих величин:

- для полного числа 13 марок по морозостойкости, указанных в табл. 3 ГОСТ 10060.0-95 [3]: $m = 325,8$ цикл., $\sigma = 316,6$ цикл., $v = 97,2\%$;

- для полного числа 8 марок по морозостойкости тяжелого бетона по СНиП 2.03.01.84 [6]: $m = 221,9$ цикл., $\sigma = 163,3$ цикл., $\nu = 73,6$ %.

Как в том, так и в другом случае он увидел бы, что "доверительный интервал", по его терминологии, "накрывает" весь диапазон марок F и сразу бы убедился в неприемлемости использования им аппарата теории вероятностей в рассматриваемом случае.

Реализуемому в лабораторных испытаниях циклу F_i по методике ГОСТа будет соответствовать шесть установленных значений прочности $R_i^{(k)}$ ($K=6$) шести бетонных стандартных образцов. Вот эти значения $R_i^{(k)}$ связаны с ошибками измерений и потому являются случайными величинами (событиями), и для их обработки следует уже применять аппарат теории вероятностей [2].

Ничем не обосновано также произвольное допущение автора статьи о том, что "дефекты структуры, возникающие на одном из этапов технологии, не влияют на вероятность образования дефектов на других этапах, т. е. эти события взаимно независимы". Более очевидным является обратное допущение. Поэтому применение теоремы умножения вероятностей для обоснования более низкой "марки по морозостойкости в конструкции" при ее поэтапном изготовлении также не обосновано, и тем более в предположении нормального закона распределения.

Наконец, если все утверждения автора статьи верны по отношению к марке по морозостойкости, то они будут также верны и по отношению к более укрупненным классам бетона по морозостойкости. Это об-

стоятельство в статье не обсуждается.

3. Автор статьи предлагает отказаться от 13 марок по морозостойкости, определяемым по оговоренной строгой методике ГОСТа, заменив их всего четырьмя классами по морозостойкости, не имеющими количественной оценки, ничем не контролируемые и по существу практически не обеспеченными. Ибо какой бетон, например для условий эксплуатации Э1 (по автору, класса М1), может получаться при выполнении всего трех технологических параметров, указанных в таблице (3, 4 и 5 позиции), когда не указаны даже состав бетона, характер и гранулометрия заполнителей, подвижность бетонной смеси и т. д.?

Опровергая марки по морозостойкости, "убийственным" для них доводом автор считает то, что их "доверительный интервал" "накрывает" несколько (в примере 4) соседних марок. А то, что для условий эксплуатации Э1 класс по морозостойкости М1 "накрывает", по терминологии автора, 5 марок по морозостойкости, это его уже не волнует.

Далее автор (см. п. 2 примечаний к таблице) считает необходимым при переходе к классам по морозостойкости установление соответствия между классами и марками. Это требование выглядит просто нелепым. Как можно установить, например, соответствие между одним классом М1 и пятью марками F, им "накрываемым"?

Из-за отсутствия места мы не обсуждаем другие неприемлемые рекомендации автора, например о включении в нормы в качестве обязательных требований по составам бетонов (!) и количественном введе-

нии воздухововлекающих или газовыделяющих добавок взамен марок по морозостойкости и действующего ГОСТа [3] по их определению.

Из всего указанного ясно, что предложения д-ра техн. наук А. М. Подвального, содержащиеся в его обсуждаемой статье, не могут рассматриваться как научно обоснованные. Многие из них вытекают из ошибочных положений, отмеченных выше. Поэтому изложенное в статье не может служить предметом научной дискуссии.

Попутно хотелось бы отметить, что освещенные очевидные недостатки статьи присутствуют в разной степени и в ряде других статей А. М. Подвального, опубликованных в журнале "Бетон и железобетон" (№№ 4 и 5 за 1996 г., № 5 за 2000 г.).

Библиографический список

1. Александровский С. В. Метод прогнозирования долговечности наружных ограждающих конструкций // Исследования по строительной теплофизике, Труды НИИСФ, М., 1984.
2. Александровский С. В. О достоверности критерия морозостойкости бетона, нормированного в ГОСТ 10060.0-95 – ГОСТ 10060.2-95. // Проблемы строительной теплофизики, Труды пятой научно-практической конференции, РААСН, НИИСФ, М., 2000.
3. ГОСТ 10060.0-95 – ГОСТ 10060.2-95. Бетоны. Методы определения морозостойкости.
4. РСН 58-86. Рекомендации по проектированию наружных стен панельных жилых зданий для северной строительной климатической зоны, Л., 1986.
5. Руководство по теплотехническому расчету и проектированию ограждающих конструкций зданий, М., 1985.
6. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.

Уважаемые читатели!

Продолжается подписка на журнал "БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН" на второе полугодие 2003 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Пресса России".

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205, 703-9762.

Интересная монография

В.Л.Чернявский. Адаптация бетона. Днепропетровск: Нова Идеология, 2002, 116 с.

Анализ многолетних исследований и практических наблюдений показывает, что бетон представляет собой сложную ограниченно самоорганизующуюся систему и является активным объектом влияния внешней среды. Известно, что открытые системы абиотического происхождения обладают способностью к сохранению характеристик, определяющих их функциональное состояние. Наличие приспособляемости технических объектов к внешним воздействиям в сфере строительных дисциплин не является новым. Общеизвестна релаксация напряжений в бетоне при постоянной деформации, поддержание сопротивляемости бетона при многократном нагружении в условиях напряжений, меньших предела выносливости, перераспределение напряжений между компонентами бетона в соответствии с их модулем упругости. Идеи приспособляемости широко используются при проектировании строительных конструкций путем регулирования напряжений и деформаций за счет изменения расчетной схемы, варьированием жесткости элементов, предварительным напряжением арматуры, способами передачи перегрузки и т.п. Свойство приспособительной изменчивости бетона к внешней среде давно упоминается как "самозалечивание", "самоуплотнение", "самоупрочнение" и т.п.

В недавно вышедшей книге В.Л.Чернявского строительные материалы на основе минеральных цементов впервые рассмотрены в качестве объектов адаптации в эксплуатационных условиях, близких по характеру, согласно действующим нормативным документам, к агрессивным. Заметим, что одна из первых работ на эту тему опубликована автором в 1994 г. в журнале

"Бетон и железобетон". Следует отметить, что область практического использования системы научных взглядов, связанных с приспособляемостью бетонов на основе технических силикатов, весьма широка и нашла методологическое приложение в сформулированном автором книги принципе структурно-функциональной адаптации. Приведенный в книге материал свидетельствует о полезности этого принципа в различных сферах бетоноведения, начиная от технологических и кончая эксплуатационными.

Относясь с пониманием к научной позиции автора книги, упомянем об одном недостатке в изложенном материале, который, на наш взгляд, ослабляет его в общем положительную оценку. Это относится к неравномерному объему представления источников (ресурсов) адаптивности. В тексте явное предпочтение отдается цементным реликтам и их гидратации в затвердевшем бетоне. Вместе с тем роль порового пространства как демпфирующей составляющей структуры бетона хотя и упомянута, но описана скупо как второстепенный источник адаптивности. Советуем автору в дальнейших исследованиях ликвидировать этот недостаток.

В целом книга В.Л.Чернявского нетрадиционна по направлению темы исследований, корректна по форме изложения и, надеемся, будет с интересом принята читателями, квалифицирующимися в области разработки, исследования и применения строительных конструкций из бетона и железобетона.

Б.В.Гусев, д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РАН
(Российская инженерная академия);

А.С.Файвусович, д-р техн. наук
(Луганский национальный аграрный ун-т)

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 21.05.03. Формат 60x88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 828

Адрес редакции
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

E-mail: magbeton@rambler.ru
Тел. 292-6205, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40



ВИТАМИН ПРОЧНОСТИ



ХИМИЧЕСКИЕ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ

Россия, 123001, Москва, Б. Козихинский пер. д. 22, офис 61
тел.: (095) 974-6328, 299-2793, факс: 209-0328
E-mail: sales@polyplast-un.ru. WWW: www.polyplast-un.ru

Представительство по Южному региону:
ООО "Полипласт-Юг" 350020, Краснодар, ул. Коммунаров, д. 262, литер В
т/ф (8612) 55-46-43, т. 64-08-98 E-mail: polyplast-ug@mail.ru

Представительство по Северо-Западному региону:
ООО "Полипласт Северо-Запад" 193230, Санкт-Петербург, пер. Челиева д. 13
т/ф (812) 446-32-42, т. (812) 446-67-34 E-mail: polyplast-nws@peterlink.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru



Специальное конструкторское бюро СКБ СТРОЙПРИБОР

www.stroypribor.ru

Индекс 70050

СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ПОС-МГ4

“ОТРЫВ”

“СКОЛ”



Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

Приборы фиксируют максимальную нагрузку, индицируют скорость нагружения и текущую нагрузку, обеспечивают автоматическую обработку измерений, хранят результаты в памяти.

Диапазон 5...100Мпа
Усилие вырыва до 49,0 кН (5000кгс)
Предел основн. относ. погреш. не более 2%.
Масса прибора 5,2кг

Измеритель прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

Диапазон 3...70Мпа.
Усилие вырыва до 29,4кН (3000кгс).
Предел основн. относ. погреш. не более 2%.
Масса не более 7,9кг



СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ИПС-МГ4

ИПС - МГ4

ИПС - МГ4 ПЛЮС



Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Возможность занесения 16 индивидуальных градуировочных зависимостей, связь с компьютером.

Диапазон 3...190Мпа

Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Расширенный режим с возможностью учесть вид заполнителя, возраст и условия твердения бетона. Более 100 зависимостей.

Диапазон 3-100 Мпа



ИПА - МГ4

ПСО-МГ4 С электричным силоизмерителем



Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры железобетонных конструкций магнитным методом по ГОСТ 22904.

Диапазон измерения защитного слоя 3...100 мм при диаметре стержней 3...40 мм.

Измеритель адгезии - предназначен для контроля прочности базальта, керамической плитки, штукатурки, защитных и др. покрытий с основными методами отрыва стальных дисков.

Диапазон 0,1...20Мпа
Усилие отрыва до 4,9кН (500кгс)
Предел основн. относ. погреш. не более 2%



СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ Влагомер-МГ4



МГ4Д Измеритель влажности древесины по ГОСТ 18588
Диапазон 4...60%. Семь пород древесины.

МГ4Б Измеритель влажности бетона, кирпича по ГОСТ 21718.
Диапазон 1...40%. Более 20 зависимостей.

МГ4У Универсальный измеритель влажности опрессованным индикатором по ГОСТ 21718.
Диапазон 1...100%. Более 27 зависимостей.

МГ4В Измеритель температуры и влажности воздуха с встроенным датчиком температуры бетона и выводе на дисплей. Диапазон влажности от 0 до 100%.



ДО - МГ4

ЭИН - МГ4



Электрический измеритель силы натяжения арматуры с помощью поперечной оптики по ГОСТ 22362

Диаметр контролируемой арматуры: 3,4,5,6мм
Свободная длина арматуры от 1метра
Диапазон усилий: 200...4900кгс (1,98...44кН)
Основная относ. погрешность не более 3%

Измеритель напряжений в арматуре и/б изобей частотными методами по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений коррелированных расчетных и/б фактических напряжений и заданного углового армирования.

Диапазон напряжений 100 - 1000 МПа в стальной, прокатной и катаной арматуре диаметром от 3 до 32 мм длиной 3-18



ИТП - МГ4

Вибротест-МГ4



Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда

Диапазон 0,03-0,8 Вт/(мС)

Измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок.

Диапазон частоты 10-100 Гц, амплитуды 0,2-2,5 мм.



Гарантия 18 месяцев

Сервисное и метрологическое обеспечение на весь период эксплуатации

454084, Челябинск, а/я 8538. Телефон/факс (3512) 90-1613, 90-1685. E-mail: stroypribor@chel.surnet.ru

Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон (095) 174-7801, 174-7205

Бонн: Ostfriesische Betonwerkzeuge GmbH, www.betonwerkzeuge.de

www.booksite.ru

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 2003. № 3. 1-32