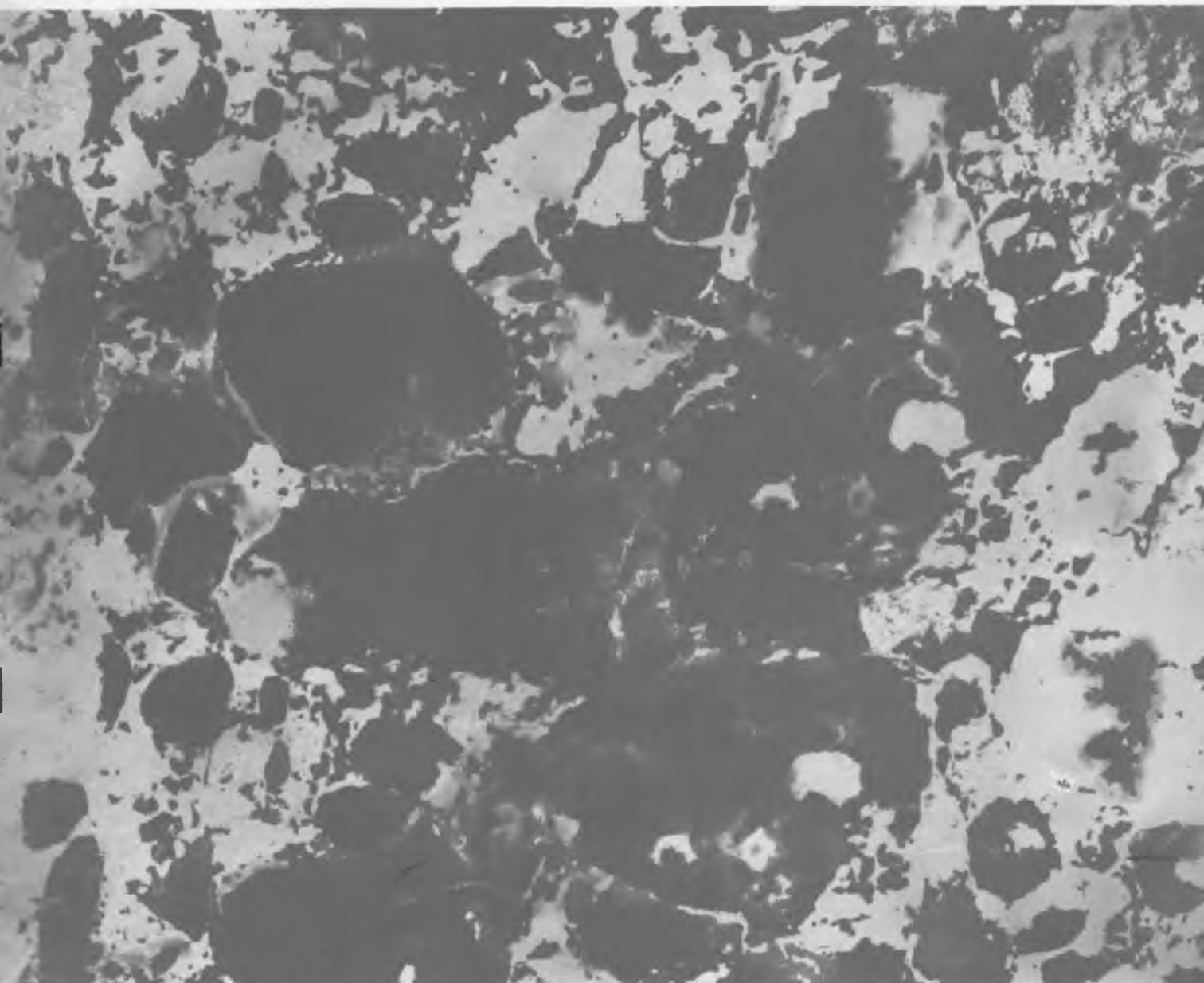


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

2
2006





ИЗМЕРИТЕЛИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

☉ **ПУЛЬСАР-1.0/1.1/1.2** - ультразвуковые измерители прочности бетона и строительных материалов (ГОСТ 17624, ГОСТ 24332). Сквозное и поверхностное прозвучивание. Режим измерения глубины трещин (Пульсар-1.1), визуализация и обработка сигналов (Пульсар-1.2).

☉ **ОНИКС-2.51...54** - измерители прочности бетона, в т.ч. легкого (от 0.5 МПа) методами ударного импульса и отскока (ГОСТ 22690). Интеллектуальная обработка результатов измерений. Диапазон 0.5...100МПа, масса прибора 0.14кг, датчика 0.12кг.

☉ **ОНИКС-ОС** - измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием (ГОСТ 22690). Исключено проскальзывание анкера. Контроль нагружения, автоматическая обработка данных. Диапазон 5...100МПа, усилие до 50кН, масса 4кг.

ИЗМЕРИТЕЛИ ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ ПОКРЫТИЙ

☉ **ПОИСК-2.51...52** - измерители толщины защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904). Адаптация к арматурной. Диапазоны: Н=5...130 мм, Ø 3...50 мм.

☉ **ИНК-2.41...42** - измерители напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362). Автоматический расчёт удлинения арматуры. Диапазон напряжений 100...2000 МПа, L=3...28 м.

☉ **МТП-1** - измеритель толщины теплоизоляционных покрытий стальных труб и величины межосевого смещения (ГОСТ 30732). Диапазон толщины 5...100 мм, смещений 0...20 мм.

ВИБРОАНАЛИЗАТОРЫ, ВИБРОМЕТРЫ, ИЗМЕРИТЕЛИ ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

☉ **ВИБРАН-2.0/3.0** - одно- и четырехканальные виброанализаторы. Диапазон частот 0.5...1000 Гц, 200...2000 линий спектра, октавный анализ.

☉ **ВИСТ-2.41...43** - универсальные виброметры. Диапазон частот 2...1000 Гц, виброскорости 0.02...500 мм/с, виброперемещения 0.002...10 мм.

☉ **ИЧСК-1** - измеритель частот собственных колебаний для акустического контроля прочности, твердости и выбраковки различных изделий.



ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ

☉ **ВИМС-2.21...23** - универсальные влагомеры: песок, бетон, кирпич (ГОСТ 21718), древесина (ГОСТ 16588) и т.д. (более 30 материалов). Датчики: объемный, планарный, зондовый.

☉ **ВИМС-2.10...11** - влагомеры древесины (ГОСТ 16588). 16 пород, встроенный датчик. Ввод индивидуальных градуировочных зависимостей на любые материалы пользователя.

☉ **ВИМС-2.12** - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), бетона, кирпича (ГОСТ 21718). Встроенный датчик. Предусмотрен ввод индивидуальных градуировочных зависимостей.

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

☉ **ТЕПЛОГРАФ** - прибор для определения сопротивления теплопередаче и мониторинга ограждающих конструкций (ГОСТ 26254), оконных и дверных блоков (ГОСТ 26602 1); 8...128 датчиков теплового потока и температуры.

☉ **МИТ-1** - измеритель теплопроводности материалов методом теплового зонда (ГОСТ 30256). Диапазон 0.03...2 Вт/м К, время измерений 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание.

☉ **ИТС-1** - измеритель теплопроводности материалов и термического сопротивления методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076) и теплового зонда. Диапазон 0.02...1.5 Вт/м К. Размеры образца - 150x150 мм.

РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ТЕРМОМЕТРЫ, ТЕРМОГИГРОМЕТРЫ И ДР.

☉ **ТЕРЕМ-4** - многопараметрический регистратор. Применения: мониторинг раскрытия трещин и деформаций, тензоизмерения, контроль перемещений, вибраций, температуры, влажности и др. 8...256 каналов, период регистрации 10 с...1 час.

☉ **РТМ-5** - система управления ТВО бетона: 8 каналов, индивидуальные режимы по каждому каналу, журнал пропарки, связь с ПК (RS-485).

☉ **ТЕРЕМ-3** - восьмиканальный регистратор температуры для монолитного бетонирования.

☉ **ТЕМП-3** - семейство 1...4-канальных приборов для измерения и регистрации температуры сред и поверхностей, тепловых потоков, влажности воздуха и скорости воздушных потоков.

☉ **ВДЛ-5.2** - вихревой дефектоскоп металлов

Приборы имеют: легкие и удобные датчики, память результатов с фиксацией условий измерения (вид объекта контроля, его параметры, время, дата), связь с компьютером и специальные программы для их дальнейшей обработки и архивации. Выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором функций, характеристиками и ценой. Приборы, отмеченные знаком ☉ внесены в Государственный реестр средств измерений РФ и республики Беларусь.

454080, Челябинск-80, а/я 12771
т./ф: (351) 265-56-38, 260-87-42, 262-91-69, 262-91-70
http://www.interpribor.ru E-mail: info@interpribor.ru

г.Москва НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13
(095) 789-28-50
г.Санкт-Петербург тел. (812) 998-45-86
(812) 570-64-96

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

- КАПРИЕЛОВ С.С., ШЕЙНФЕЛЬД А.В., КАРДУМЯН Г.С., ДОНДУКОВ В.Г.* Модифицированные высокопрочные мелкозернистые бетоны с улучшенными деформационными характеристиками 2
- ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н.* К вопросу о контактной зоне бетона и железобетона 7

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ЗУЛПУЕВ А.М.* Построение аппроксимирующей зависимости "напряжение-деформация" для бетона 9
- ПОПЕСКО А.И., АНЦЫГИН О.И., ДАЙЛОВ А.А.* Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями 11
- ПОЛОЖНОВ В.И., ТРИФОНОВ В.И., ПОЛОЖНОВ А.В.* Оценка трещинообразования в преднапряженных настилах, армированных мягкими сталями 14
- ГРАНОВСКИЙ А.В., КИСЕЛЕВ Д.А., АКСЕНОВА А.Г.* Об оценке несущей способности анкерных креплений 17

ТЕОРИЯ

- ЛОРДКИПАНИДЗЕ М.М.* Механизм деформирования бетона и твердых тел при повторных нагрузках в поверхностно-активных средах 20
- ШИШОВ И.И.* Определение жесткостей железобетонной плиты 23
- МИРСАЯПОВ Ил.Т.* Модель усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов с большим пролетом среза 28

С.С.КАПРИЕЛОВ, д-р техн. наук, А.В.ШЕЙНФЕЛЬД, Г.С.КАРДУМЯН, кандидаты техн. наук, В.Г.ДОНДУКОВ, инж. (НИИЖБ)

Модифицированные высокопрочные мелкозернистые бетоны с улучшенными деформационными характеристиками

Как известно, практика массового производства высокопрочных бетонов в России связана в основном с использованием комплексных органоминеральных модификаторов серии «МБ», содержащих в своем составе микрокремнезем, золу-уноса, суперпластификатор и регулятор твердения в разных соотношениях [1, 2, 3].

Исследования последних лет показали, что с использованием модификаторов МБ-01 и МБ-50С можно получать высокопрочные мелкозернистые бетоны с величинами модуля упругости и меры ползучести, соизмеримыми характеристикам высокопрочного тяжелого бетона на гранитном щебне. Но при этом величина усадки мелкозернистого бетона выше, чем у тяжелого бетона [4, 5].

Целью данной работы являлось получение высокопрочного мелкозернистого бетона, обладающего такими же деформационными характеристиками (модуль упругости, ползучесть и усадка), как тяжелый бетон на гранитном щебне аналогичной прочности на осевое сжатие.

Сравнительно недавно разработан новый органоминеральный модификатор ЭМБЭЛИТ, в состав которого, помимо микрокремнезема, золы-уноса и суперпластификатора С-3, введена расширяющая компо-

зиция сульфоалюминатного типа, эффект расширения которой основан на реакции образования этtringита [6]. Установлено, что изменением количества расширяющей композиции в минеральной части модификатора можно регулировать условия и характер кристаллизации этtringита, что создает предпосылки не только для уменьшения или компенсации усадочных деформаций, но и для расширения цементной системы [6, 7].

Идея эксперимента заключалась в решении двух задач: во-первых, в сравнении бетонов одного класса по прочности на сжатие, которые имели равные объемы цементного камня, но отличались между собой качеством последнего; во-вторых, в сравнении бетонов одного класса по прочности, имеющих разные объемы цементного камня, но одинакового качества.

Сравнение проводили по таким параметрам, как прочность, модуль упругости, мера ползучести, расширение-усадка и самонапряжение бетона.

Для решения первой задачи сравнивали образцы высокопрочного мелкозернистого бетона, которые содержали примерно одинаковое количество цемента (615-623 кг/м³) и модификатора (153-156 кг/м³, т.е. 25% массы цемента), имели оди-

наковое водовяжущее отношение $V/(Ц+МБ)=0,28$ и соответственно одинаковый объем цементного камня, равный 0,48-0,49 м³/м³. Указанные образцы были приготовлены с модификаторами различных марок: МБ 6-50С, ЭМБЭЛИТ 6-50 и ЭМБЭЛИТ 6-100, в минеральной части которых доля расширяющей композиции была разной и составляла 0; 50 и 100% соответственно, что, если иметь в виду предыдущие исследования [7], создавало предпосылки для варьирования качеством (фазовым составом) цементного камня. Все бетоны были приготовлены из высокоподвижных смесей с ОК=21-24 см.

Для решения второй задачи сравнивали образцы цементного камня, а также мелкозернистого и тяжелого бетонов, которые содержали разное количество вяжущего (цемент + модификатор) и соответственно имели разный объем цементного камня (от 0,39 до 1,00 м³/м³), но одинаковую дозировку модификатора ЭМБЭЛИТ 6-100, равную 25% массы цемента. Во всех смесях истинное водовяжущее отношение, с учетом водопоглощения заполнителей [8], составляло 0,23. Составы и свойства бетонных смесей приведены в табл.1.

Для приготовления бетонов использовали следующие материалы:

Таблица 1

№	Марка модификатора бетона	Состав бетонной смеси, кг/м ³					V/(Ц+МБ)	Свойства бетонной смеси		
		Ц	МБ	П	Щ	В		$\rho_{ср}$, кг/м ³	$V_{вв}$, %	ОК, см
1	МБ 6-50С	622	156	1254	—	220	0,28	2252	5,5	21
2	ЭМБЭЛИТ 6-50	615	153	1250	—	217	0,28	2235	6,5	24
3	ЭМБЭЛИТ 6-100	623	154	1255	—	220	0,28	2252	5,5	22
4	ЭМБЭЛИТ 6-100	1373	345	—	—	391	0,23	2109	3,7	29
5	ЭМБЭЛИТ 6-100	500	125	585	1005	177	0,28	2392	2,3	22

№	Марка модификатора бетона	Пористость цементного камня, %				Фазовый состав цементного камня				
		общая	дифференциальная			степень гидратации цемента (%)	содержание Са(ОН) ₂ (%)	кол-во эттрингита (относительные едн.)	кол-во CSH(I) (относительные едн.)	
			гелевая 10Å<d≤50Å	капиллярная 50Å<d≤20 мкм						технологическая 20<d≤1000 мкм
			субмикропоры 50Å<d≤0,1 мкм	микропоры 0,1 мкм<d≤20 мкм	макропоры					
1	МБ 6-50С	31,80	10,50	14,20	1,50	5,60	65	3,1	1,0	1,0
2	ЭМБЭЛИТ 6-50	33,55	13,11	16,56	1,38	2,50	60	4,0	1,8	0,9
3	ЭМБЭЛИТ 6-100	37,73	15,02	18,46	1,25	3,00	61	5,1	2,4	0,8

- портландцемент М500 Д0 (минералогический состав: $C_3S=65\%$; $\beta-C_2S=19\%$; $C_3A=6\%$; $C_4AF=10\%$; $CaSO_4 \cdot 2H_2O=4\%$), соответствующий ГОСТ 10178 и ГОСТ 30515;

- модификаторы бетона марок: МБ6-50С, соответствующий ТУ 5743-083-46854090-98, ЭМБЭЛИТ 6-50 и ЭМБЭЛИТ 6-100, соответствующие ТУ 5870-176-46854090-04;

- песок кварцевый ($M_{кр} = 2,5$), соответствующий ГОСТ 8736;

- щебень гранитный (фракция 5-20 мм), соответствующий ГОСТ 8267 и ГОСТ 26633;

- вода, соответствующая требованиям ГОСТ 23732.

Подвижность (ОК), среднюю плотность (ρ_0) и объем вовлеченного в бетонную смесь воздуха ($V_{вв}$) определяли в соответствии с ГОСТ 10181.1 – ГОСТ 10181.3. Кубиковую прочность бетона на сжатие определяли на образцах 100х100х100 мм, а прочность бетона при изгибе и осевом растяжении на образцах 100х100х400 мм в соответствии с ГОСТ 10180. Призмную прочность, модуль упругости и коэффициент Пуассона определяли на образцах бетона 100х100х400 мм в соответствии с ГОСТ 24452. Деформации расширения-усадки и ползучесть (при уровне нагружения $0,3R_{bn}$) определяли на образцах 100х100х400 мм в соответствии с ГОСТ 24544 и ТУ 5743-157-46854090-03. Самонапряжение бетонов определяли по величине деформаций расширения образцов 50х50х200 мм в условиях одноосного упругого ограничения, создаваемого динамометрическими кондукторами в соответствии с ТУ 5743-157-46854090-03.

Все образцы цементного камня

и бетона твердели в течение 1 сут в формах под пленкой, далее, после распалубки – 6 сут в воде (относительная влажность 100%), а затем в воздушно-сухих условиях (относительная влажность 60%).

Опубликованные ранее [6, 7] результаты исследований показали, что наличие в составе минеральной части модификаторов ЭМБЭЛИТ расширяющей композиции приводит к изменениям фазового состава цементного камня, которые, в сравнении с образцами камня с МБ-50С, выражаются в повышении в 2 раза содержания эттрингита и в 1,5 раза портландита при незначительном уменьшении количества низкоосновных гидросиликатов кальция (табл.2).

При этом образовавшийся в цементной системе эттрингит – мелкокристаллический, в форме гелеобразной массы и игольчатых кристаллов, что предопределяет более значительное расширение и способствует устойчивости сульфатостойкой системы в целом. Изменение качества цементного камня (состава кристаллогидратов) оказывает влияние и на его поровую структуру. Комплексное исследование последней [7] показало, что введение в состав модификатора расширяющей композиции приводит к повышению общей пористости цементного камня от 31,80 до 37,73% и, как следствие, к изменению баланса между гелевыми ($10\text{Å} < d \leq 50\text{Å}$), капиллярными ($50\text{Å} < d \leq 20 \text{ мкм}$) и технологическими ($20 \text{ мкм} < d \leq 1000 \text{ мкм}$) порами. С повышением количества расширяющей композиции от 0 до 100% в составе минеральной части модификатора при неизменном объеме микропор происхо-

дит снижение объема макропор и увеличивается количество пор геля и субмикропор (см.табл.2).

Анализируя полученные результаты, можно заметить, что механизм формирования высокопрочной структуры бетона с модификатором, содержащим расширяющую композицию, преимущественно связан с формами образования эттрингита и особым характером распределения пор.

Изменение количества расширяющей композиции в составе минеральной части модификатора от 0% (МБ 6-50С) до 100% (ЭМБЭЛИТ 6-100) не приводит к существенным изменениям свойств мелкозернистых бетонных смесей при постоянном В/(Ц+МБ): такие параметры, как подвижность (ОК), объем вовлеченного воздуха ($V_{вв}$), плотность (ρ_0), практически одинаковы (образцы 1, 2, 3, табл. 1).

Кинетика твердения бетонов также не зависит от доли расширяющей композиции в минеральной части модификатора: прочность на сжатие кубов и призм разных образцов с добавками МБ-50С и ЭМБЭЛИТ во все сроки твердения не отличаются более чем на 10%. В менее значительном диапазоне изменяется прочность тех же образцов при изгибе и осевом растяжении (образцы 1, 2, 3, табл.3). Таким образом, по этим показателям все образцы бетонов равнопрочные и могут быть отнесены к одному классу В80.

Следует обратить внимание на значительную величину прироста прочности бетона в возрасте от 28 до 180 сут, которая составила для прочности: на сжатие - 7-11%, при изгибе - 28-35% и при осевом растяжении - 47-67% (табл.3, составы

№ по табл. 1	Марка модификатора бетона	Предел прочности бетона, МПа										
		при сжатии (кубиковая), в возрасте... суток					при сжатии (призмная), в возрасте... суток		при изгибе, в возрасте... суток		при осевом растяжении, в возрасте... суток	
		1	3	7	28	180	28	180	28	180	28	180
1	МБ 6-50С	41	60	88	99	105	75	80	5,3	7,1	3,0	5,0
2	ЭМБЭЛИТ 6-50	40	61	87	98	104	74	82	6,4	8,2	3,6	5,3
3	ЭМБЭЛИТ 6-100	41	60	92	102	110	83	91	5,8	7,8	3,7	5,5
4	ЭМБЭЛИТ 6-100	72	96	107	116	124	90	98	3,6	5,3	1,1	1,7
5	ЭМБЭЛИТ 6-100	44	61	96	105	111	84	93	7,1	9,1	5,0	6,2

1-3). Можно предположить, что увеличение прочности в поздние сроки твердения связано с процессами дальнейшей гидратации цемента и уплотнения структуры мелкозернистых бетонов. Тем не менее, надо признать, что столь разные значения прироста прочности при разном нагружении требуют более детального анализа.

Изменение количества расширяющей композиции в составе минеральной части модификатора от 0 до 100% практически не влияет на модуль упругости (38...42 ГПа), коэффициент Пуассона (0,18...0,19) и меру ползучести ($26,4 \cdot 10^{-6}$... $36,9 \cdot 10^{-6}$ МПа⁻¹) высокопрочного мелкозернистого бетона, но существенно отражается на усадочных деформациях: во всех образцах с модификаторами ЭМБЭЛИТ выявлены остаточные деформации расширения вместо усадки после твердения в воздушно-сухих условиях (табл.4).

При исследованиях деформаций расширения-усадки были обнаружены следующие тенденции: после помещения образцов в воздушно-

но-сухие условия ($W=60\%$) у всех бетонов наблюдали усадочные деформации, которые частично компенсировали деформации расширения и самонапряжения, достигнутые при водном хранении ($W=100\%$). Однако проявившиеся деформации расширения-усадки в основном стабилизировались после 30 сут твердения (рис. 1 и 2).

В мелкозернистом бетоне с модификатором МБ6-50С без расширяющей композиции после 6 сут твердения в воде отмечено незначительное набухание, которое в воздушно-сухой среде полностью компенсировалось деформациями усадки, достигшими уровня -0,039% в возрасте 120 сут (рис. 1 и 3).

В отличие от этого в бетонах с модификаторами ЭМБЭЛИТ 6-50 (содержание расширяющей композиции 50%) и ЭМБЭЛИТ 6-100 (содержание расширяющей композиции 100%) после 6 сут твердения в воде проявились деформации расширения, которые составили 0,05 и 0,1% соответственно. После твердения в воздушно-сухих условиях остаточные деформации расшире-

ния в возрасте 120 сут составили 0,001 и 0,060% соответственно, что позволяет отнести их к бетонам с компенсированной усадкой и расширяющим (рис. 1 и 3).

Величина самонапряжения образцов высокопрочных мелкозернистых бетонов с модификаторами ЭМБЭЛИТ 6-50 и ЭМБЭЛИТ 6-100 после 6 сут водного хранения составила 0,9 и 2,1 МПа соответственно. Исследования остаточного самонапряжения образцов мелкозернистого бетона с модификаторами ЭМБЭЛИТ показали, что их хранение в воздушно-сухих условиях ($W=60\%$) после 6 сут водного выдерживания ($W=100\%$) приводит лишь к частичной потере самонапряжения и его быстрой стабилизации к 30-суточному возрасту на уровне 0,3 и 1,0 МПа соответственно (рис. 2 и 3).

Анализируя результаты данной серии экспериментов, можно заключить, что высокие прочности мелкозернистых бетонов с модификаторами ЭМБЭЛИТ в ранние сроки твердения (до 40 МПа в возрасте 1 сут и до 90 МПа в возрасте 7 сут) не

Таблица 4

№ по табл. 1	Марка модификатора бетона	Деформационные характеристики								
		модуль упругости, ГПа	коэфф. Пуассона	расширение-усадка*, % в возрасте... суток			мера ползучести, МПа ⁻¹ ·10 ⁶	самонапряжение, МПа в возрасте... суток		
				7	28	120		7	28	120
1	МБ 6-50С	39	0,18	+0,012	-0,031	-0,039	26,4	—	—	—
2	ЭМБЭЛИТ 6-50	38	0,18	+0,051	+0,007	+0,001	30,3	0,9	0,3	0,2
3	ЭМБЭЛИТ 6-100	42	0,19	+0,102	+0,061	+0,060	36,9	2,1	1,1	1,0
4	ЭМБЭЛИТ 6-100	26	0,23	+0,177	+0,089	+0,085	43,1	1,8	1,0	0,8
5	ЭМБЭЛИТ 6-100	46	0,20	+0,102	+0,075	+0,075	16,0	1,3	0,7	0,6

* (-) – усадка; (+) – расширение

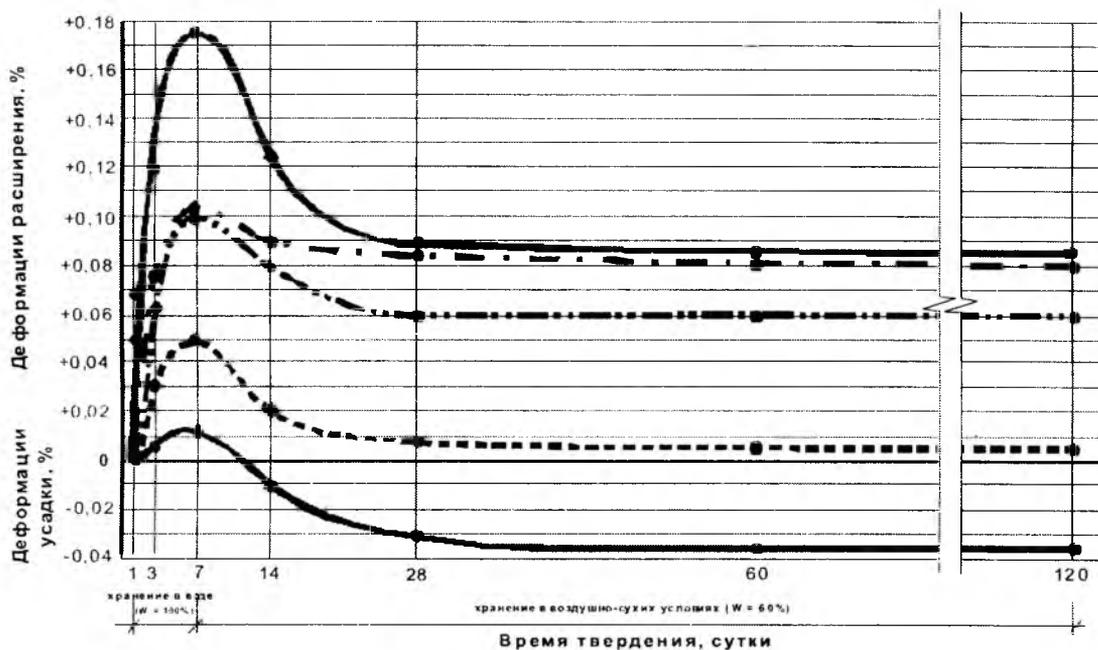


Рис.1. Деформации расширения-усадки цементных систем с модификаторами MB-50C и ЭМБЭЛИТ

- цементный камень с ЭМБЭЛИТ6-100
- — — мелкозернистый бетон с ЭМБЭЛИТ6-100
- - - тяжелый бетон с ЭМБЭЛИТ6-100
- - - мелкозернистый бетон с ЭМБЭЛИТ6-50
- ■ ■ ■ мелкозернистый бетон с MB-50C

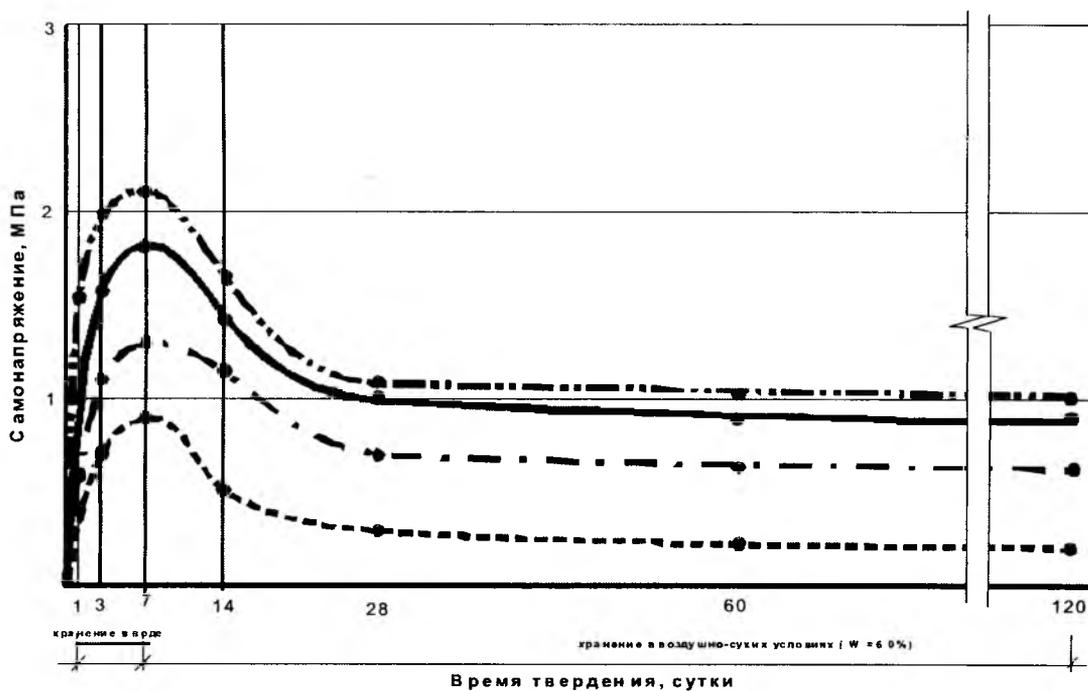


Рис.2. Самонапряжение цементных систем с модификатором ЭМБЭЛИТ

- цементный камень с ЭМБЭЛИТ 6-100
- — — мелкозернистый бетон с ЭМБЭЛИТ 6-100
- - - тяжелый бетон с ЭМБЭЛИТ 6-100
- - - мелкозернистый бетон с ЭМБЭЛИТ 6-50

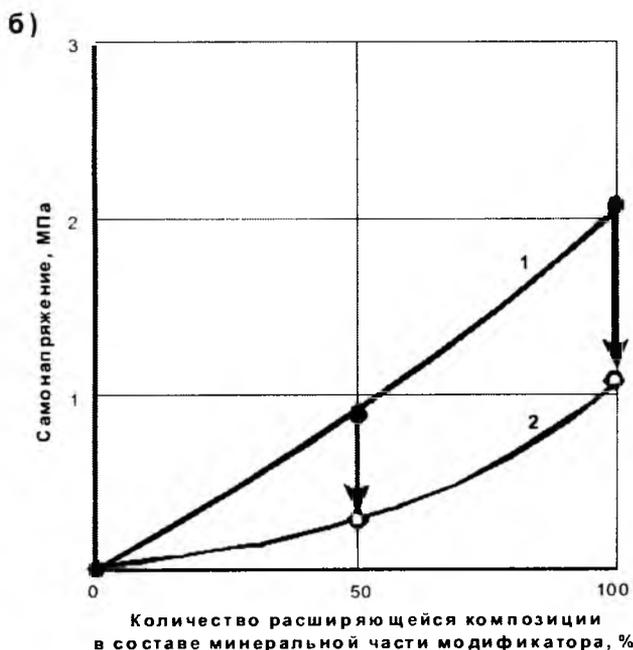
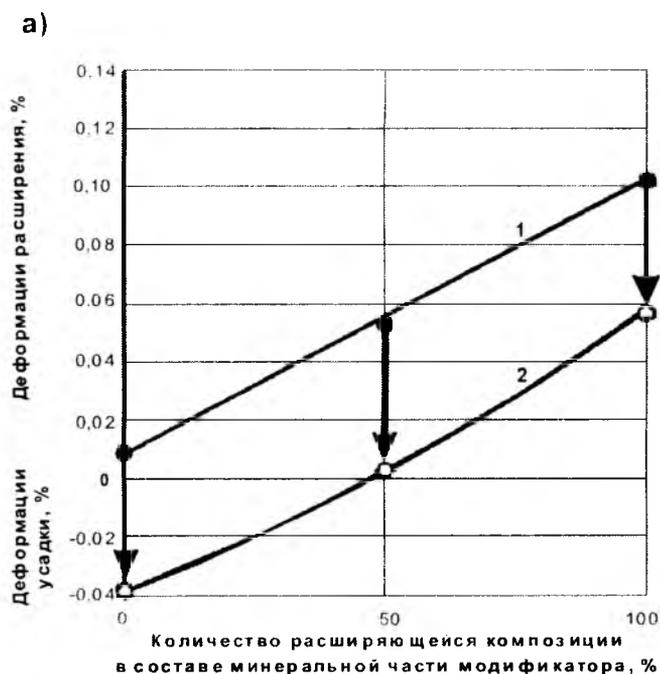


Рис. 3. Деформации расширения-усадки (а) и самонапряжение (б) высокопрочного мелкозернистого бетона с модификатором ЭМБЭЛИТ

1 - в возрасте 7 суток - 1 сутки под пленкой, 6 суток в воде ($W=100\%$)
 2 - в возрасте 120 суток - 1 сутки под пленкой, 6 суток в воде ($W=100\%$)
 и 113 суток в воздушно-сухих условиях ($W=60\%$)

препятствуют развитию процессов расширения и самонапряжения. Варьирование количеством расширяющей композиции в составе минеральной части модификатора ЭМБЭЛИТ позволяет управлять деформациями расширения-усадки и самонапряжения при практически

неизменных свойствах бетонных смесей, а также прочностных и деформационных характеристиках мелкозернистых бетонов.

Замена части цементного камня на мелкий и крупный заполнитель при постоянном истинном вододвижающем отношении приводит к

снижению подвижности и повышению средней плотности бетонных смесей (табл. 1, составы 3, 4 и 5).

Все образцы цементных систем – цементного камня, мелкозернистого и тяжелого бетонов – обладали примерно равной призменной и кубиковой прочностью на сжатие в возрасте 28 и 180 сут и по этому показателю могут быть отнесены к одному классу - В80 (см. табл. 3, составы 3, 4 и 5). Однако с увеличением содержания крупного заполнителя повышается прочность бетона при изгибе и при осевом растяжении (см. табл. 1 и 3, составы 3, 4 и 5).

Сравнение мелкозернистого и тяжелого бетонов с модификатором ЭМБЭЛИТ 6-100 показывает, что при практически неизменных значениях модуля упругости (42...46 ГПа), коэффициента Пуассона (0,19...0,20) и остаточных деформациях линейного расширения (0,060...0,075%) введение крупного заполнителя приводит к уменьшению и меры ползучести, и самонапряжения бетона (см. табл. 4, составы 3 и 5). Данное обстоятельство можно связать только с заменой в составе тяжелого бетона значительного объема сравнительно деформативного цементного камня инертным заполнителем.

Анализ результатов на данном этапе исследований показывает, что использование модификатора ЭМБЭЛИТ позволяет изготавливать высокопрочный мелкозернистый бетон, обладающий такими же деформационными характеристиками, как и тяжелый бетон с гранитным щебне с аналогичной прочностью на сжатие. Полученные высокопрочные мелкозернистые бетоны имеют остаточный, после усадки, уровень деформаций линейного расширения и самонапряжения, позволяющий квалифицировать их как расширяющие или напрягающие.

Выводы

1. Механизм формирования высокопрочной структуры цементного камня с модификатором ЭМБЭЛИТ, содержащим расширяющую композицию, преимущественно связан с формами образования эттрингита и особым характером распределения пор. Эттрингит здесь представлен в основном гелеобразными и мелкокристаллическими новообразова-

ями, дисперсная форма которых является одним из факторов стабильности цементной системы. А пористость характеризуется снижением объема макропор и соответствующим увеличением пор геля и субмикропор.

2. Варьирование количеством расширяющей композиции в составе минеральной части модификатора ЭМБЭЛИТ позволяет управлять деформациями расширения-усадки и получать высокопрочные мелкозернистые бетоны из высокоподвижных смесей с улучшенными деформационными свойствами – повышенным модулем упругости и пониженной ползучестью, с компенсированной усадкой или расширением.

3. Используя комплексные органоминеральные модификаторы ЭМБЭЛИТ, можно получать высокопрочные мелкозернистые бетоны,

обладающие такими же деформационными характеристиками, как и тяжелый бетон на гранитном щебне с аналогичной прочностью на сжатие.

Библиографический список

1. Ильичев В.А., Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Лернер В.Г., Гильштейн С.Р. Монолитно-прессованная оболочка из высокопрочного бетона//Подземное пространство мира. – № 2-3. – 1999. – с.37-41.

2. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Ферджулян А.Г., Пахомов А.В., Лившин М.Я. Опыт применения высокопрочных бетонов//Монтажные и специальные работы в строительстве. – № 8. – 2002. – с.33-37.

3. Житкевич Р.К., Лазопуло Л.Л., Шейнфельд А.В., Ферджулян А.Г., Пригоженко О.В. Опыт применения высокопрочных модифицированных бетонов на объектах ЗАО «Моспромстрой»//Бетон и железобетон. – № 2. – 2005. – с.2-8.

4. Каприелов С.С., Карпенко Н.И., Шейнфельд А.В., Кузнецов Е.Н. Влия-

ние органоминерального модификатора МБ-50С на структуру и деформативность цементного камня и высокопрочного бетона//Бетон и железобетон. – № 3. – 2003. – с.2-7.

5. Каприелов С.С., Карпенко Н.И., Шейнфельд А.В., Кузнецов Е.Н. О регулировании модуля упругости и ползучести высокопрочных бетонов с модификатором МБ-50С//Бетон и железобетон. – № 6. – 2003. – с.8-12.

6. Кардунян Г.С., Каприелов С.С. Новый органоминеральный модификатор серии «МБ» – Эмбэлит для производства высококачественных бетонов // Строительные материалы. – № 8. – 2005. – с.12-15.

7. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардунян Г.С., Дондуков В.Г. Структура и свойства высокопрочных бетонов, содержащих комплексный органоминеральный модификатор «Эмбэлит». II Всероссийская Международная конференция по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – пути развития», 5-9 сентября 2005, Москва, т. 3, с.657-671.

8. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. М., Стройиздат, 1981, с.464.

Г.Н.ПШЕНИЧНЫЙ, канд. техн. наук, доц. (Кубанский государственный технологический ун-т)

К вопросу о контактной зоне бетона и железобетона

Принято считать, что усадочные и контракционные процессы, сопровождающие твердение бетона, способствуют «обжатию» заполнителя (в том числе арматурных элементов), повышая тем самым прочность его контактной зоны. Однако при испытании традиционно изготовленных образцов в плоскости излома наблюдается огромное количество оголенного заполнителя (рис. 1,а), что свидетельствует об обратном. Уточнение данного аспекта имеет трудно переоценимое значение, поскольку качество контактной зоны является определяющим фактором получения бетона и железобетона с предельно возможными прочностными свойствами и долговечностью, в связи с чем считаем целесообразным высказать некоторые соображения по этому поводу.

При изучении кинетики электродвижущей силы в обычно твердеющих цементном тесте и растворных смесях с помощью смонтированных

в боковых стенках текстолитовой формы «медь – угольного» электродов и цифрового вольтметра Ф-4202 (с периодом замера показателей 5 мин) автором получены весьма информативные кинетические кривые (рис. 2). Во-первых, кривые абсолютно отчетливо свидетельствуют о циклическом характере электрохимического взаимодействия цементных минералов с водой и структурообразующего процесса [1], заключающемся в стадийном, с интервалом (τ) 80...100 мин, наступлении моментов «стяжения» вяжущих композиций (при «нормальных» температурных условиях). В этом отношении совершенно обоснованно использование данного электрофизического свойства для контроля и управления твердением бетона [2]. Во-вторых, водоцементный фактор и присутствие заполнителей не оказывают влияния на качественный ход процесса – указанные «моменты» являются постоянной характе-

ристичкой конкретного портландцемента [3]. В-третьих (на эту особенность следует обратить особое внимание), финалом всех кинетических кривых является резкий сброс показателей практически до нулевого уровня. Причем для некоторых составов имело место периодическое снижение величины ЭДС (для цементного теста с $V/C=0,33$, например, – через 200 и 350 мин, для растворной смеси с $V/C=0,5$ – через 270, 360 и 450 мин с момента затворения цемента водой).

В чем же причина столь внезапного ухудшения работы данного «гальванического элемента»? Может быть, это явление – следствие кристаллизационных процессов, образования и развития кристаллической структуры (тем более, что данное представление достаточно логично с позиций «водоцементного фактора»)? Конечно, можно выдвигать различные предположения по этому поводу. По всей вероятнос-

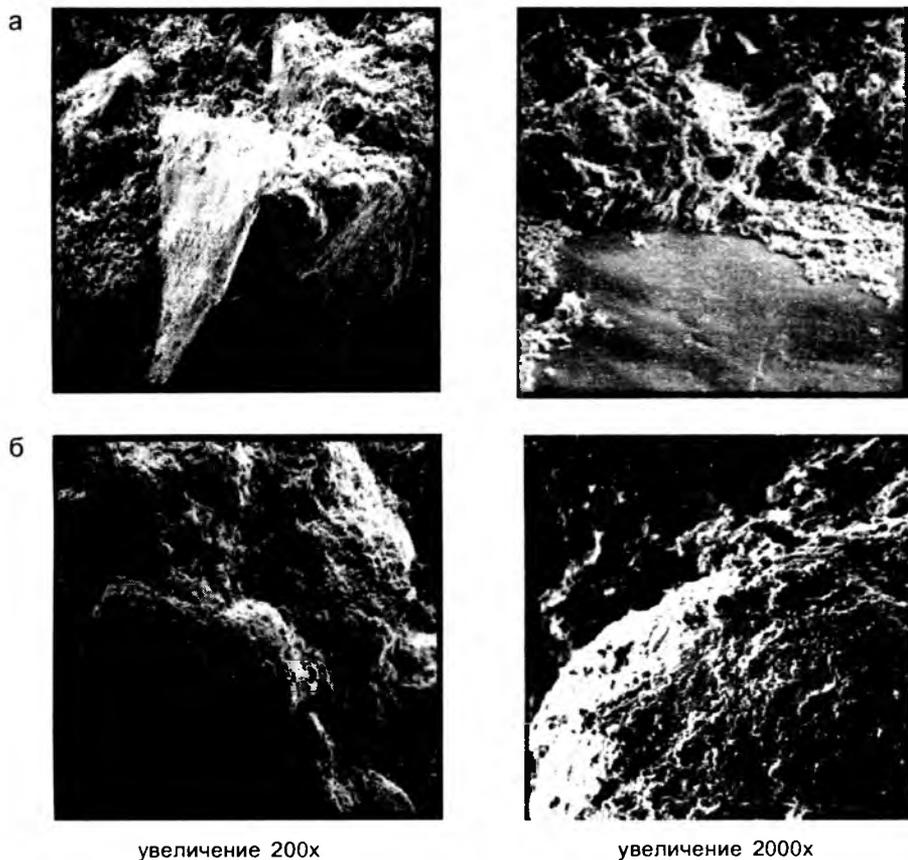


Рис. 1. Характер разрушения обычно изготовленного (а) и циклически виброактивированного (б) образцов

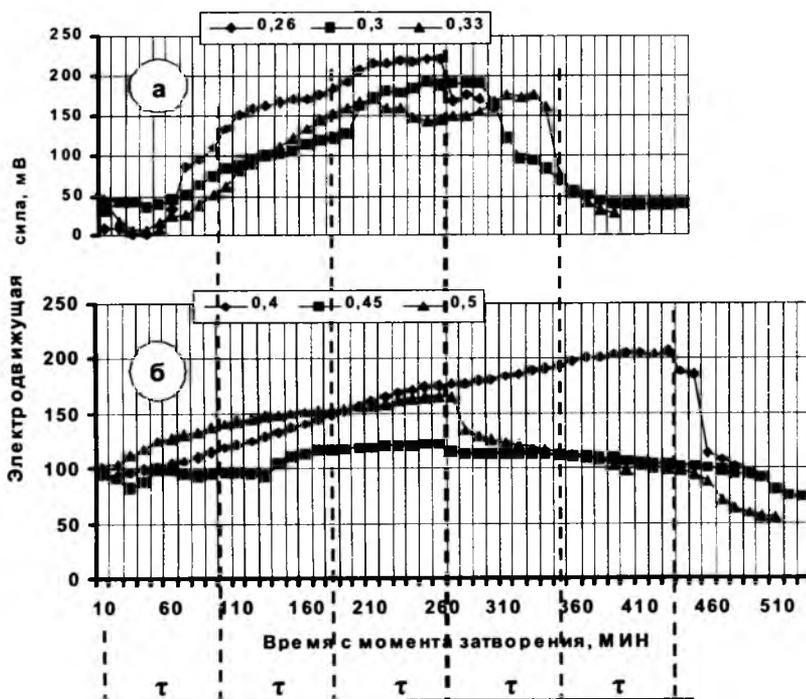


Рис. 2. Кинетика электродвижущей силы цементного теста (а) и растворных смесей состава 1:2 (б) с различным значением В/Ц (указаны на графиках) на воскресенском портландцементе

ти, дело заключается в нарушении качества контакта электродов с исследуемой вяжущей системой, вызванного стадийным «стяжением» клинкерных зерен. В начальный период твердения, когда смесь характеризуется высокой пластичностью, достаточным количеством воды затворения, самоуплотнение (самоорганизация) системы не сказывается заметным образом на контакте электродов с твердеющим материалом. По мере «обезвоживания» смесей, повышения их хрупкости усадочные процессы приводят к «проскальзыванию» формирующегося микробетона относительно поверхности электродов, резкому ухудшению качества их сцепления, что и фиксируется сбросами значений ЭДС. Подтверждением реальности данного механизма является кратность времени сбросов девятиста минутам, т.е. стадийности «нормально» твердеющего портландцемента [1].

Нетрудно представить на месте этих электродов крупный, мелкий заполнители и арматурные (в том числе предварительно напряженные) элементы. Усадочные процессы при традиционном производстве приводят не к их «обжатию», а к ослаблению адгезионного сцепления цементного камня с указанными объектами со вполне очевидными негативными последствиями. Разрушение материала в данном случае происходит по контактной зоне, что визуально и фиксируется обилием в месте излома оголенных поверхностей заполнителя (рис. 1,а).

Вибрационные воздействия, последовательно осуществляемые в моменты стяжения цементной системы (циклическое вибрирование), наряду с оптимизацией структуры микробетона (увеличением плотности гелевых «клеевых прослоек») повышают качество контактной зоны «цементный камень – заполнитель», улучшают адгезионное сцепление этих компонентов, что приводит к повышению прочности бетона при сжатии на 70...130% [3]. Разрушение бетона в данном случае происходит не по контактной зоне, а по цементному камню (в изломе образцов, изготовленных, например, с шестиразовой циклической вибрацией через каждые 90 мин с момента затворения цемента водой, прак-

Вид образцов	Физико-механические свойства		
	Средняя плотность, кг/м ³	Прочность, МПа	
		при сжатии	сцепления с арматурой
Контрольные	2320±84	15,2±2,1	2,86±0,2
С циклической вибрацией	2364±58	26,1±1,3	4,86±0,5

Примечания: 1 – бетонная смесь состава (по массе) 1:2:3,8; Ц – 310 кг/м³, П – 4...5 см; 2 – арматурные стержни Ø 16 мм устанавливали в соосные отверстия боковых стенок форм перед изготовлением образцов-кубов с ребром 10 см; 3 – показатели представлены с 95%-ным доверительным интервалом.

тически отсутствует оголенная поверхность заполнителя, см.рис.1,б). Кроме того, значительно повышается прочность сцепления камня с арматурой (см. таблицу), где приведены показатели физико-механических свойств контрольного и виброактивированного бетонов.

Циклическое вибрирование в период с 1977 по 1990 гг. прошло достаточно серьезную производственную проверку (Северо-Кавказский, Энгельсский, Орловский сельские строительные комбинаты, Уфимский ДСК, Краснодарский за-

вод ОБД), ведомственные приемочные испытания (Приокский ССК), показало реальную возможность улучшения всех свойств бетона, 10...15%-ного снижения расхода цемента, сокращения сроков твердения, уменьшения продолжительности тепловой обработки и т.п. при весьма символических затратах. Разработана и оформлена в установленном порядке соответствующая нормативно-технологическая документация для массового распространения циклического вибрирования в стройиндустрии.

Ввиду высокой эффективности данная технология должна найти широкое производственное применение в технологии сборного и тем более монолитного железобетона. Только используя активный силовой контроль структурообразующего процесса, можно получать продукцию с предельно возможными свойствами, надежностью и долговечностью.

Библиографический список

1. Пшеничный Г.Н. Электрохимическая схема твердения цемента и «направленное структурообразование» бетона на ее основе//Межд. сб. научн. трудов «Совершенствование качества строительных материалов и конструкций». Новосибирск. – НГАУ. – 2004-2005. – С. 61-64.
2. Мчедлов-Петросян О.П., Гаевой Ю.А., Качура Б.А. Бестепловая вибро-технология сборного железобетона//Тр. Рижского политехнического института: Технологическая механика бетона. – 1987. – С. 168-173.
3. Азелицкая Р.Д., Черных В.Ф., Пшеничный Г.Н. О применении повторного вибрирования в заводской технологии//Бетон и железобетон. – 1982. - №4. – С. 10-11.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.М.ЗУЛПУЕВ, канд. техн. наук (Баткенский государственный ун-т, Республика Кыргызстан)

Построение аппроксимирующей зависимости “напряжение-деформация” для бетона

Соотношения “напряжение-деформация” для бетона при одноосных и многоосных напряженных состояниях $\{\sigma\}_m - \{\epsilon\}_m$ в условиях простых, сложных и длительных нагрузений являются первичными важнейшими компонентами расчетных моделей несущих систем многоэтажных зданий.

В сборных и сборно-монолитных железобетонных несущих системах для стыков между разными элементами также необходимо знать характеристики этих стыков в форме “усилие-перемещение”; в

некоторых случаях для стыков можно составить свои расчетные модели, в которых могут быть реализованы соотношения “напряжение-деформации”.

В отдельных случаях удобно целые конструкции несущей системы представить в виде соединительных элементов, принимая для них обобщенные зависимости “усилие-перемещение”. Так, например, поступают с надпроемными железобетонными перемычками в дискретно-континуально-расчетной модели.

Практическое получение полных диаграмм деформирования бетона даже при одноосном сжатии и растяжении является технически трудной задачей, ее решение связано с созданием специального испытательного оборудования и средств контроля напряжений и деформаций.

При кратковременном однократном нагружении диаграммы “ $\sigma_m - \epsilon_m$ ” чаще всего получаются с контролем усилий (напряжений): задаются усилия и замеряются соответствующие деформации. Та-

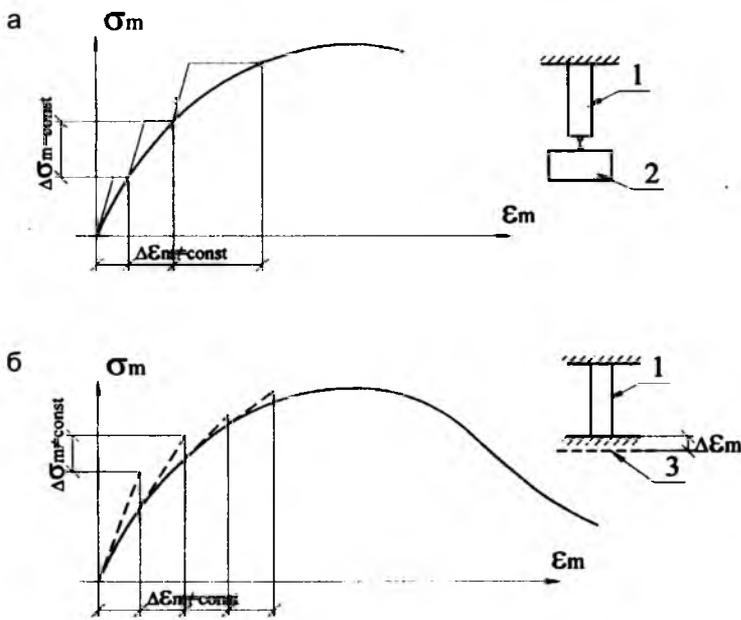


Рис.1. Диаграммы " $\sigma_m - \varepsilon_m$ "

а – мягкая схема; б – жесткая схема

1 – опытный образец; 2 – висячий груз; 3 – силовое жесткое устройство

кой режим обычно дает только восходящие части ветвей диаграмм " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " (рис. 1,а).

Полные диаграммы " $\sigma_m - \varepsilon_m$ ", включая нисходящие ветви, получаются в опытах с контролем перемещений (деформаций): задаются некоторые деформации и регистрируются соответствующие им напряжения (рис. 1,б.).

Наибольшее распространение получили аналитические формы " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " [1]. Они весьма многообразны и вместе с тем на сегодня к ним предъявляются некоторые общие требования:

они должны быть простыми по форме и универсальными, т.е. иметь несложную математическую запись при минимальном числе опытных параметров с ясным физическим смыслом и быть пригодными для описания поведения наибольшего набора разных материалов (бетона);

параметры диаграммы " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " должны иметь соответствующее обоснование с позиций теории вероятностей и математической статистики;

диаграммы должны быть пригодными для решения задач расчета конструкций по предельным

состояниям, оценки результатов испытаний и т.д.;

в диаграммах должны отражаться факторы времени и повторного нагружения;

диаграммы должны легко увязываться с современными вычислительными подходами с использованием ЭВМ, т.е. служить для построения матриц жесткости сечений, элементов и систем, а также для реализации различных итерационных процессов, характерных для расчетов железобетонных конструкций.

Для стадии, непосредственно предшествующей разрушению, для дальнейших расчетов целесообразно подобрать достаточно простую аналитическую функцию, связывающую "напряжения-деформации" и охватывающую все стадии поведения конструкции, включая также и запредельную, т.е. отвечающую состоянию снижения отпорности конструкции при продолжающемся росте перемещений (нисходящей ветви).

Нами предложена [2] и использована в дальнейшем аналитическая зависимость " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " вида

$$\sigma = E_\theta \cdot \varepsilon \cdot e^{m(\varepsilon/\hat{\varepsilon}) - m^{-1}}, \quad (1)$$

где E_θ – изгибная жесткость сечения в начальной (упругой) стадии нагружения; ε – изменяющаяся кривизна оси; ε_m – кривизна оси, отвечающая максимально достигнутому уровню нагружения (вершине функции " $\sigma_m - \varepsilon_m$ "); m – неопределенные параметры, отыскиваемые из физических условий задачи.

Зависимость должна отвечать следующим условиям:

1. $\sigma_m(\varepsilon = 0) = 0$, что очевидно удовлетворяется;

2. $d\sigma_m / d\varepsilon_m(\varepsilon = 0) = E_\theta$, т.е. тангенс наклона касательной в начале координат " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " должен быть равен начальной жесткости;

3. $\sigma_m(\varepsilon = \hat{\varepsilon}) = \hat{\sigma}_m$, т.е. кривая " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " должна проходить через вершину с координатами " $\hat{\sigma}_m - \hat{\varepsilon}_m$ ";

4. $d\sigma_m / d\varepsilon_m(\varepsilon = \hat{\varepsilon}) = 0$, т.е. кривая " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " должна в вершине иметь максимум.

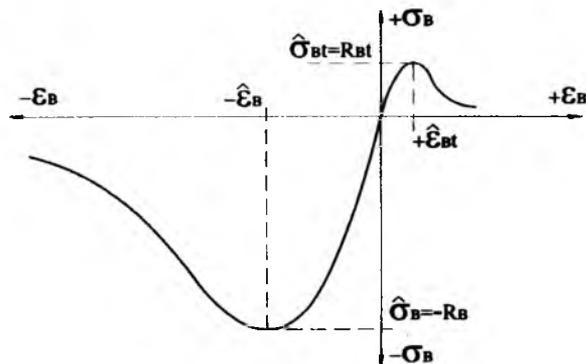


Рис. 2. Диаграммы "напряжения-деформации" при одноосном нагружении

Таким образом, кривая " $\sigma_m - \varepsilon_m$ " должна иметь восходящий участок, достигая вершины и далее идти на нисходящий участок (рис. 2).

Из третьего условия следует

$$\sigma = E_g \cdot \hat{\varepsilon} \cdot e^m, \quad (2)$$

откуда после логарифмирования получается

$$m = \ln(\hat{\sigma}/(E_g \cdot \hat{\varepsilon})) \quad (3)$$

Из четвертого условия следует

$$e^m(1 + m \cdot m) = 0, \quad (4)$$

откуда

$$m = -m^{-1} = -\ln^{-1}(\hat{\sigma}/(E_g \cdot \hat{\varepsilon})) \quad (5)$$

Уравнение (1) можно записать в форме

$$\sigma = \varepsilon \cdot E_g, \quad (6)$$

где $E_g = E_g \cdot e^{m(\hat{\varepsilon}/\varepsilon) - m^{-1}}$ – изгибная жесткость, зависящая от уровня нагружения.

Вывод

Для расчета прочности и перемещений линий перекрытий, работающих в двух направлениях, по методу сосредоточенных деформаций с учетом неупругого поведения бетона удобно пользоваться

ся предложенными аналитическими соотношениями между внутренними силами и соответствующими им деформациями.

Библиографический список

1. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры. В кн.: Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. М. НИИЖБ, 1986.

2. Зулпуев А.М. Прочность, перемещение и трещиностойкость сборных железобетонных распорных плит перекрытий в зданиях с монолитными стенами. Автореферат. дис... канд. тех. наук.– М., 1991.

А.И.ПОПЕСКО, д-р техн. наук, проф. (ООО ИКФ "АЛЬТЕРНАТИВА"); О.И.АНЦЫГИН, канд. техн. наук (ГОУВПО "СПБГАСУ"); А.А.ДАЙЛОВ, канд. техн. наук. (26 ЦНИИ Минобороны России)

Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями

Предлагается практический метод расчета усиленных под нагрузкой сжатых и изгибаемых железобетонных стержней с учетом четырех категорий коррозионных повреждений, основанный на нелинейной теории железобетона* и численных экспериментах авторов данной статьи.

Для сжатых элементов метод основан на использовании коэффициентов продольного изгиба φ^{BH} и длительного сопротивления $m_{дл}$, являющихся функциями приведенного эксцентриситета \bar{m}_{red} и условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{red}$:

$$\bar{m}_{red} = \frac{e_n \cdot A_{red}}{W_{red}}; \quad \bar{\lambda}_{red} = \frac{l_0}{r_{red}} \cdot \sqrt{\frac{R_b}{E_b}}$$

где e_n – эксцентриситет приложения силы; l_0 – расчетная длина элемента; W_{red} – приведенный момент сопротивления; r_{red} – приведенный радиус инерции сечения; A_{red} – приведенная площадь сечения элемента; R_b – расчетное сопротивление бетона (призменная прочность); E_b – начальный модуль упругости бетона.

Проверка фактической несущей способности сжатого элемента производится по формуле

$$N \leq T \cdot k_{mp}^{сж}, \quad (1)$$

где N – фактическая нагрузка; T – несущая способность элемента без коррозионных повреждений (проектная), определяемая в плоскости действия момента по формулам:

при кратковременном нагружении

$$T = \varphi^{BH} \cdot A_{red} \cdot R_b, \quad (2)$$

при длительно действующей нагрузке

$$T = m_{дл} \cdot \varphi^{BH} \cdot A_{red} \cdot R_b. \quad (3)$$

Для определения в (1) $k_{mp}^{сж}$ – коэффициента снижения несущей способности сжатого элемента при наличии коррозионных повреждений предлагается табл. 1, в которой значения данного коэффициента дифференцированы в зависимости от приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{red}$ и приведенного эксцентриситета \bar{m}_{red} . Оценку остаточного рабочего сечения корродирующей арматуры (коррозионных потерь рабочего сечения арматуры) без ее вскрытия рекомендуется осуществлять в зависимости от ширины раскрытия коррозионной трещины (трещины в плоскости арматуры) по формуле

$$A_{s,cr} = \frac{\pi}{4} \cdot [d - 0,4 \cdot \Delta d]^2, \quad (4)$$

где $A_{s,cr}$ – рабочая площадь сечения одного корродирующего

* Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.

Таблица 1

Категория	Признаки коррозионного повреждения конструкции	$\bar{\lambda}_{red}$	Значения $k_{тр}^{сж}$ при \bar{m}_{red}					
			0,1	0,5	1	1,5	2	2,5
I	Шелушение, изменение цвета поверхности, снижение прочности бетона защитного слоя до 50%	0,5	0,851	0,842	0,841	0,840	0,849	0,858
		1,0	0,851	0,839	0,837	0,834	0,842	0,850
		2,0	0,864	0,829	0,837	0,844	0,851	0,858
		3,0	0,824	0,815	0,839	0,862	0,879	0,896
		4,0	0,765	0,804	0,845	0,885	0,886	0,886
		5,0	0,744	0,809	0,851	0,892	0,893	0,893
II	Коррозионное разрушение защитного слоя бетона при 100%-ной сохранности рабочего сечения арматуры	0,5	0,875	0,882	0,903	0,923	0,936	0,949
		1,0	0,874	0,895	0,915	0,934	0,940	0,946
		2,0	0,884	0,901	0,929	0,956	0,959	0,962
		3,0	0,873	0,935	0,969	1,0	1,0	1,0
		4,0	0,874	0,929	1,0	1,0	1,0	1,0
		5,0	0,864	0,966	1,0	1,0	1,0	1,0
III	Разрушение защитного слоя бетона, потеря рабочего сечения корродирующей арматуры до 20%	0,5	0,809	0,809	0,826	0,843	0,840	0,837
		1,0	0,811	0,895	0,871	0,847	0,842	0,836
		2,0	0,812	0,824	0,839	0,854	0,856	0,858
		3,0	0,815	0,852	0,867	0,881	0,884	0,887
		4,0	0,823	0,855	0,896	0,937	0,923	0,908
		5,0	0,812	0,870	0,935	1,0	0,958	0,916
IV	Разрушение защитного слоя бетона, потеря рабочего сечения корродирующей арматуры до 50%	0,5	0,721	0,702	0,709	0,716	0,678	0,635
		1,0	0,711	0,821	0,763	0,705	0,672	0,638
		2,0	0,705	0,706	0,695	0,683	0,663	0,642
		3,0	0,724	0,724	0,696	0,668	0,651	0,633
		4,0	0,741	0,728	0,698	0,668	0,659	0,650
		5,0	0,731	0,726	0,695	0,663	0,676	0,689
V	Разрушение защитного слоя бетона, потеря рабочего сечения корродирующей арматуры более 50%	Элемент конструкции считается крайне аварийным, подлежит замене						

Таблица 2

a_6/a	Класс бетона	Приращение диаметра корродирующей арматуры Δd (мм) при ширине раскрытия коррозионной трещины $a_{т,кор}$ (мм)							
		0,05	0,5	1	2	4	6	8	10
1,1	B12,5	0,109	0,194	0,289	0,479	0,858	1,237	1,616	1,995
	B15	0,115	0,204	0,304	0,504	0,903	1,303	1,702	2,101
	B20	0,119	0,211	0,315	0,522	0,935	1,348	1,761	2,175
	B25	0,122	0,218	0,324	0,537	0,963	1,388	1,813	2,238
	B30	0,127	0,226	0,337	0,558	1,000	1,441	1,883	2,324
	B35	0,130	0,231	0,344	0,571	1,023	1,475	1,926	2,378
	B40	0,134	0,238	0,355	0,589	1,055	1,520	1,986	2,452
	B50	0,135	0,241	0,358	0,594	1,064	1,534	2,004	2,474

арматурного стержня; d – начальный (проектный) диаметр стержня; Δd – приращение диаметра корродирующего стержня.

Значения Δd предлагается определять по табл. 2. в зависимости от ширины раскрытия коррозионной трещины с учетом соотношения толщин защитного слоя бетона со стороны боковой и сжатой граней сечения a_6/a . Авторами также рассчитаны значения Δd для соотношений a_6/a , равных 1,85 и 3,1.

Усиление сжатых элементов необходимо производить при уровне загруженности

$$N_H \leq 0,6 \cdot T \cdot k_{тр}^{сж} \text{ или } N_H \leq 0,4 \cdot T \cdot k_{тр}^{сж}, \quad (5)$$

где N_H – сила, приложенная к элементу до усиления; T – минимальная из вычисленных значений несущей способности элемента без коррозионных повреждений в плоскости или из плоскости действия момента; 0,6 и 0,4 – коэффициенты, соответственно для I–II и III–IV категорий.

Проверка несущей способности усиленного элемента в плоскости действия момента производится по формуле

Таблица 3

$R_{b,yc}/R_b$	$\bar{\lambda}'_{red}$	Значение коэффициента m_{yc} в зависимости от приведенного \bar{m}'_{red} эксцентриситета					
		0,1	0,5	1	1,5	2	2,5
1,0	0,5	0,916	0,915	0,913	0,911	0,912	0,912
	1,0	0,909	0,911	0,914	0,917	0,910	0,903
	1,5	0,893	0,894	0,896	0,898	0,886	0,873
	2,0	0,877	0,877	0,878	0,878	0,879	0,879
	2,5	0,894	0,888	0,881	0,874	0,872	0,870
	3,0	0,913	0,905	0,896	0,886	0,880	0,874
	3,5	0,908	0,911	0,915	0,919	0,906	0,892
	4,0	0,897	0,906	0,918	0,930	0,927	0,923

Таблица 4

Категория	Признаки коррозионного повреждения железобетонного элемента	$k_{тр}^{узг}$
I	Шелушение, изменение цвета поверхности, снижение прочности бетона защитного слоя до 50%	0,90
II	Коррозионное разрушение защитного слоя бетона при 100%-ной сохранности рабочего сечения арматуры	0,85
III	Разрушение защитного слоя бетона, потеря рабочего сечения корродирующей арматуры до 20%	0,80
IV	Разрушение защитного слоя бетона, потеря рабочего сечения корродирующей арматуры до 50%	0,70

$$N \leq m_{yc} \cdot \varphi^{BH} \cdot A_{red,yc} \cdot R_b \quad (6)$$

где

$$A_{red,yc} = A'_{red} + \frac{R_{b,yc}}{R_b} \cdot b_{yc} \cdot h_{yc} + \frac{E_{s\delta}}{E_s} \cdot (A_{s\delta} + A'_{s\delta}) \quad (7)$$

Коэффициент φ^{BH} определяется в соответствии со значениями

$$\bar{m}'_{red} = \frac{(e + f_H) \cdot A_{red,yc}}{W'_{red}} \quad \text{и} \quad \bar{\lambda}'_{red} = \frac{l_0}{r'_{red}} \cdot \sqrt{\frac{R_b}{E_b}}$$

где f_H – прогиб элемента от действия нагрузок до усиления; e – эксцентриситет приложения силы после усиления.

Коэффициент условий работы m_{yc} при усилении элемента боковым наращиванием рекомендуется определять по табл.3. Для остальных способов усиления допускается принимать $m_{yc} = 0,8$.

Проверка фактической несущей способности изгибаемого элемента до проектирования усиления производится по формуле

$$M \leq T_{узг} \cdot k_{тр}^{узг} \quad (8)$$

где M – изгибающий момент от фактических нагрузок; $k_{тр}^{узг}$ – коэффициент снижения несущей способности изгибаемого элемента при наличии коррозионных повреждений (рекомендуется определять по табл.4); $T_{узг}$ – несущая способность элемента без учета коррозионных повреждений (проектная), определяемая по формуле

$$T_{узг} = [R_b \cdot b \cdot X_c \cdot (h_0 - 0,5 X_c) + R'_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')] \cdot \gamma_{дл} \quad (9)$$

где высота сжатой зоны X_c определяется из формулы

$$R_s \cdot A_s - R'_s \cdot A'_s = R_b \cdot b \cdot X_c \quad (10)$$

В момент усиления изгибаемый элемент должен быть разгружен до величины

$$M_H \leq 0,6 \cdot T_{узг} \cdot k_{тр}^{узг} \quad \text{или} \quad M_H \leq 0,4 \cdot T_{узг} \cdot k_{тр}^{узг}$$

где M_H – изгибающий момент от действия нагрузок, приложенных к элементу до усиления.

Проверка несущей способности усиленного изгибаемого элемента осуществляется по формуле

$$M \leq \left[R_b \cdot \left(A_b + A_{b,\delta} \cdot \frac{R_{b,yc}}{R_b} \right) \cdot (h_0 - 0,5 \cdot X_{c,yc}) + R_s \cdot \left(A'_s \cdot (h_0 - a') - \frac{E_{s,\delta}}{E_s} \cdot A'_{s,\delta} \cdot (b_{yc,p} - a - a_\delta) \right) \right] \cdot \gamma_{дл} \cdot m'_{yc} \quad (11)$$

где m'_{yc} – коэффициент условий работы усиленного изгибаемого элемента; $b_{yc,p}$ – толщина наращивания в растянутой зоне.

Высота сжатой зоны в (11) определяется из выражения

$$X_{c,yc} = \frac{R_s \cdot \left(A_s + \frac{E_{s,\delta}}{E_s} \cdot A_{s,\delta} \right) - R'_s \cdot \left(A'_s + \frac{E_{s,\delta}}{E_s} \cdot A'_{s,\delta} \right)}{R_b \cdot \left(b + \frac{R_{b,yc}}{R_b} \cdot b_{yc} \right)}$$

Предлагаемый метод расчета несущей способности сжатых и изгибаемых элементов учитывает нелинейность деформирования бетона и арматуры, а также наличие коррозионных повреждений усиливаемых под нагрузкой железобетонных стержневых конструкций. Метод удобен для практического применения.

Оценка трещинообразования в преднапряженных настилах, армированных мягкими сталями

Использование с середины 90-х годов минувшего столетия мягкой стержневой арматуры класса А-III (А400), а впоследствии А400С, А500С и А600С в производстве сборных железобетонных преднапряженных плит перекрытий вызвало необходимость расчетно-экспериментальной оценки трещиностойкости этих конструкций. Дополнительным фактором такой необходимости явилось создание преднапряжения σ_{sp} в 10...20%-ной зоне площадки текучести (ПТ) [1].

Проведенные испытания на изгиб 46 сплошных и многопустотных настилов (с расходом напрягаемой арматуры из условий прочности с учетом эффекта преднапряжения [2]) показали, что опытные изделия деформируются упруго до момента образования трещин q_{crc}^{op} , который для всех испытанных плит превышал контрольные по трещиностойкости значения q_{crc}^k . Последние принимаются согласно ГОСТ 8829-94, допускающему образование трещин при нормативной нагрузке не более 0,15...0,2 мм для испытываемых конструкций 3-й категории трещиностойкости.

В среднем по испытанной продукции отношение q_{crc}^{op}/q_{crc}^k составило 1,284 при $(q_{crc}^{op}/q_{crc}^k)^{min} = 1,002$; $(q_{crc}^{op}/q_{crc}^k)^{max} = 1,88$. Коэффициент вариации k не превысил 14,4%. Границы доверительного интервала с доверительной вероятностью $\alpha=0,95$ были определены в пределах $D=(1,00...1,67) q_{crc}^{op}/q_{crc}^k$.

Таким образом, при создании преднапряжения $\sigma_{sp} = \sigma_{ST}^{isx}$ с выбором пластических деформаций $\varepsilon_{sp,pl} = (0,1...0,2) \cdot \varepsilon_{ST,pl}$, где $\varepsilon_{ST,pl}$ - длина ПТ, в изгибаемых элементах, армированных мягким сталями, при нормативной нагрузке трещин не возникает.

Обращает на себя внимание тот факт, что в момент образования трещин средние деформации сжатого бетона $\varepsilon_{bq,crc}^{-op}$ и в растянутой арматуре $\varepsilon_{sq,crc}^{-op}$ от внешней нагрузки близки по абсолютной величине. Их отношение в среднем составило $\varepsilon_{sq,crc}^{-op}/\varepsilon_{bq,crc}^{-op} = 1,1$. Этот факт может стать серьезным подспорьем при попытке оценки трещиностойкости по деформационной модели, в которой отношение $\varepsilon_{bq,crc}^{op}/\varepsilon_{sq,crc}^{op}$ в сочетании с ε_{crc}^{op} аппроксимируются выражением

$$\frac{\varepsilon_{bq,crc}^{op}}{\varepsilon_{sq,crc}^{op}} = 1,5 \cdot \varepsilon_{crc}^2, \quad (1)$$

где мера взаимосвязи - корреляционное отношение $r_{sk}=0,68$. Надежность взаимосвязи, согласно критерию Стьюдента, обеспечивается с доверительной вероятностью $\alpha=0,95$ ($t^{op}=4,35 > t_{kp}=0,02$).

С возрастанием выбранной при создании преднапряжения пластической деформации $\varepsilon_{sp,pl}$ прослеживается рост q_{crc}^{op} в виде зависимости

$$\frac{q_{crc}^{op}}{q_{crc}^k} = 1,1 + \sqrt{\varepsilon_{sp,pl}}, \quad (2)$$

обеспечиваемой корреляционным отношением $r_{sk}=0,45$, с мерой определенности $B=20,2\%$. Надежность взаимосвязи (2) оценивается с доверительной вероятностью $\alpha=0,95$, где $t^{op}=2,56$ выше критического значения $t^{kp}=2,02$ (см. рис. 1, а).

Взаимосвязь трещинообразования q_{crc}^{op} с величиной остаточного преднапряжения $\sigma_{spt}/\sigma_{ST}^{isx}$ аппроксимируется линейной зависимостью вида

$$\frac{q_{crc}^{op}}{q_{crc}^k} = 0,25 + 1,2 \cdot \frac{\sigma_{spt}}{\sigma_{ST}^{isx}} \quad (3)$$

с довольно высокими показателями тесноты связи: $r_{sk}=0,5$; $B=0,25$; $t^{op}=3,12$; $t^{kp}=2,02$, которые гарантированы с доверительной вероятностью $\alpha=0,95$ (рис. 1, б).

Как следует из представленной зависимости (3), на долю растянутого бетона в среднем приходится около 25% общей величины трещинообразования q_{crc}^{op} . При $\sigma_{spt}/\sigma_{ST}^{isx} > 0,63$ изделия в стадии эксплуатации (при полной нормативной нагрузке) будут работать без трещин. Преднапряжение, согласно условию (3), обеспечивает при использовании мягких сталей до 75% и более общего момента трещиностойкости q_{crc}^{op} с увеличением уровня σ_{spt} . Так, с повышением σ_{spt} от 0,63 до 0,8 σ_{ST}^{isx} на долю преднапряжения будет приходиться от $(1,2 \cdot 0,63)/1,006 = 0,751$ ($\approx 76\%$) до $(1,2 \cdot 0,8)/1,21 = 0,80$ (80%) общей величины трещиностойкости q_{crc}^{op} . Но так как для мягких сталей начальная величина преднапряжения σ_{sp} принимается равной σ_{ST}^{isx} , то повышения остаточного σ_{spt} можно достичь увеличением выбора $\varepsilon_{sp,pl}$, что возможно только в ограниченных пределах, либо изменением технологии изготовления, способствующей снижению потерь преднапряжения. Таковой является поточная технология, при которой в напрягаемой арматуре возникает дополнительное температурное усилие $\Delta\sigma_{st0}$ и тем больше, чем выше отношение ΔI_B .

Между относительной высотой сжатой зоны ε_{crc}^{op} и трещиностойкостью q_{crc}^{op}/q_{crc}^k прослеживается устойчивая связь вида

$$\frac{q_{crc}^{op}}{q_{crc}^k} = 3,2 - 2,2 \sqrt{\varepsilon_{crc}^{op}}, \quad (4)$$

обеспечиваемая высокими показателями достоверности: $r_{sk} = -0,77$; $B=59,3\%$; $t^{op} > t_{kp} = 2,02$ с вероятностью $\alpha=0,95$ (см. рис. 1, в).

Повышение уровня остаточного преднапряжения σ_{spt} поточного изготовления, по сравнению с тверде-

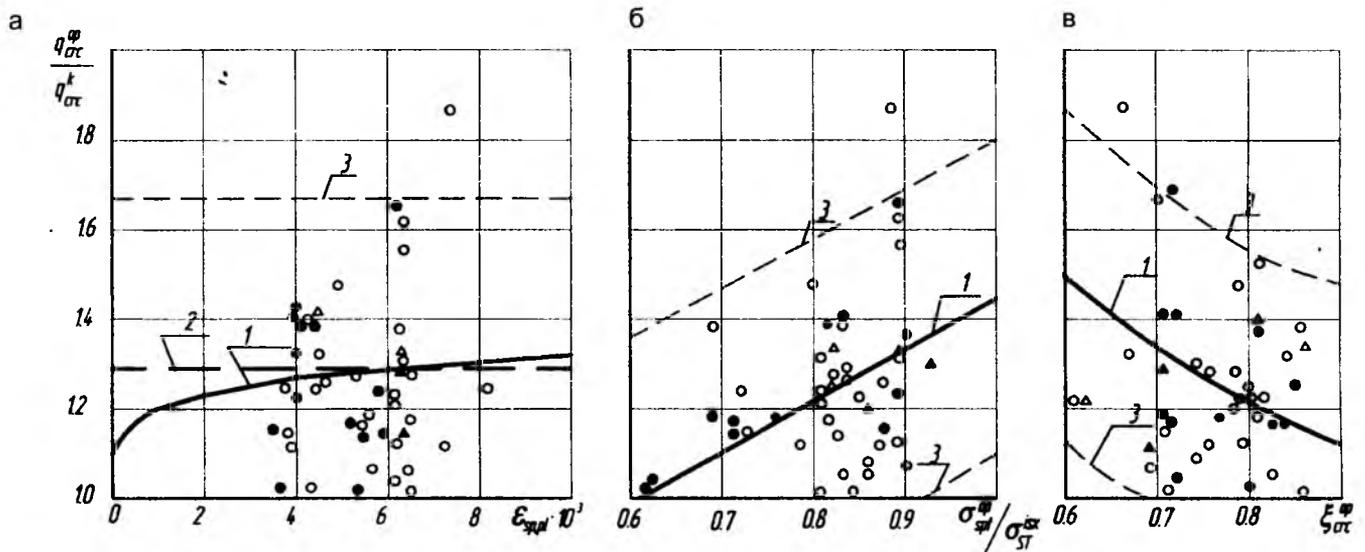


Рис. 1. Опытные зависимости q_{cr}^{op}/q_{cr}^k от: а — величины выбранной пластической деформации $\epsilon_{sp,pl}$ при создании преднапряжения; б — величины оставшегося преднапряжения $\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{ST}^{isx}$; в — относительной высоты сжатой зоны ϵ_{cr}^{op}

1 — опытные средние зависимости q_{cr}^{op}/q_{cr}^k от соответствующих факторов; 2 — среднее значение $\bar{q}_{cr}^{op}/q_{cr}^k$; 3 — границы доверительных интервалов с вероятностью $\alpha = 0,95$; O, Δ , \bullet , \blacktriangle — опытные данные соответственно для арматуры классов А400, А400С, А500С, А600С

нием бетона в естественных условиях σ_{spt}^* (частный случай стеновой технологии), оказывает влияние на трещиностойкость преднапряженных конструкций. Степень этого влияния такова, что если в плитах-близнецах величина $\sigma_{spt}^{op}/\sigma_{spt}^{op*}$ в среднем составила 1,18, то среднее отношение $q_{cr}^{op}/q_{cr}^{op*} = 1,141$. Таким образом, влияние технологии довольно ощутимо. Оно оценивается линейной корреляционной зависимостью вида

$$\frac{q_{cr}^{op}}{q_{cr}^{op*}} = \frac{\sigma_{spt}^{op}}{\sigma_{spt}^{op*}} \quad (5)$$

где показатели тесноты связи r_{sk} и B довольно высоки ($r_{sk} = -0,79$; $B = 62,4\%$). Достоверность коэффициента корреляции $t^{op} > t_{kp}$ гарантирована только с вероятностью $\alpha = 0,9$; при $\alpha = 0,95$ $t^{op} < t_{kp}$. Таким образом, взаимосвязь между показателями трещиностойкости q_{cr} изделий поточного изготовления и q_{cr}^{op} естественного твердения напрямую зависит от соотношения параметров преднапряжения σ_{spt}^{op} и σ_{spt}^{op*} .

Расчетную оценку трещинообразования осуществляли по методу ядерных точек (моментов).

В целом по этой регламентируемой Нормами методике сходимость расчета с опытом в среднем составила $\bar{\Delta}q_{cr}^T = q_{cr}^T/q_{cr}^{op} = 0,986$ при оценке потерь от релаксации напряжения σ_1 согласно разработанному выражению

$$\sigma_1 = \sigma_{ST}^{isx} [0,13 + 0,353\sqrt{\epsilon_{sp,pl}} - 0,15\Delta/B], \quad (6)$$

учитывающему особенности поточной технологии из-

готовления, и $\bar{\Delta}q_{cr}^T = 0,992$ при учете потерь σ_1 по действующим Нормам как

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} \quad (7)$$

Разброс (коэффициент вариации) q_{cr}^T не превысил 12%, что меньше вариальности прочности бетона на сжатие $k_B = 14,0\%$, но превышает вариальность σ_{ST}^{isx} , регламентируемую как $k_{\sigma_{ST}} = 8\%$, что свидетельствует о приемлемости метода расчета при использовании в качестве напрягаемой арматуры мягких сталей.

Среднее расхождение между двумя расчетными оценками $\Delta\sigma_{cr}^T$ не превысило 0,6% при одинаковой вариальности k и доверительных интервалов D расхождения со средними, вычисленных с доверительной вероятностью $\alpha = 0,95$. Разброс расхождения со средними значениями составил:

в первом случае

$$D = (0,748 - 1,224) \text{ или}$$

$$0,748/\sqrt{\Delta q_{cr}^T} = 0,748/0,986 = 0,758 \text{ (24,2\%)}$$

во втором

$$D = (0,754 - 1,23) \text{ или } 0,754/0,992 = 0,76 \text{ (24,0\%)}$$

Таким образом, расхождение расчетной оценки с опытом при доверительной вероятности $\alpha = 0,95$ составило $\pm(24,0 - 24,2)\%$.

Расчет потерь σ_1 по (6) с учетом особенностей по-

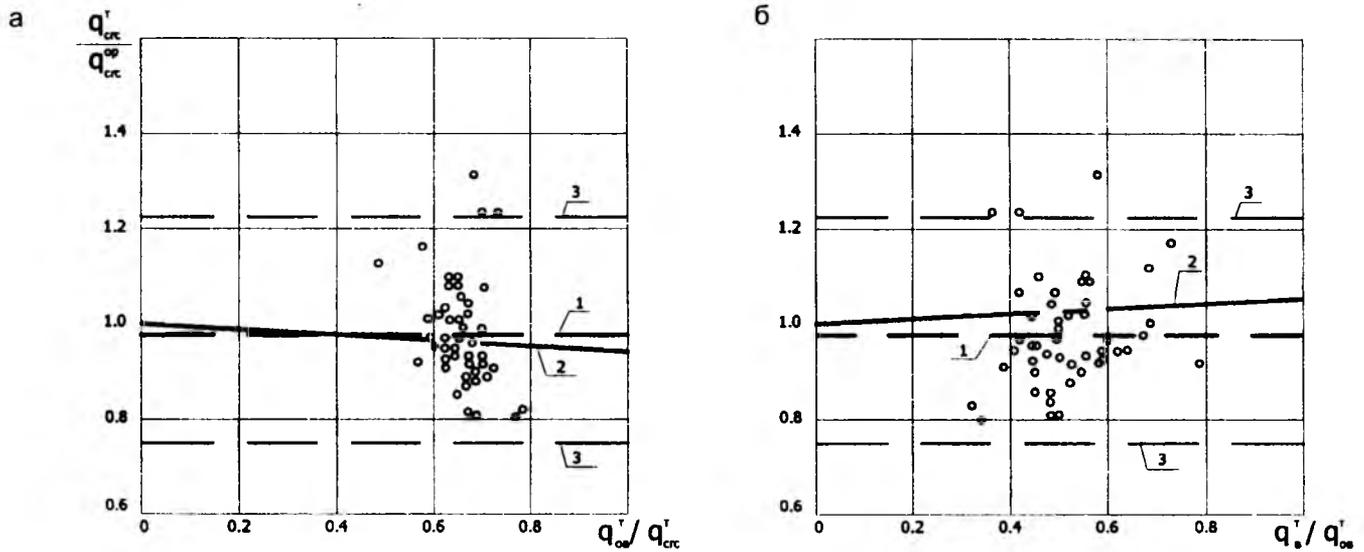


Рис. 2. Зависимость q_{cr}^T/q_{cr}^{op} от: а — уровня обжатия q_{ob}^T/q_{cr}^T ; б — отношения q_b^T/q_{ob}^T при расчете по методу ядерных точек

1 — среднее значение q_{cr}^T/q_{cr}^{op} ; 2 — зависимости уравнений регрессии; 3 — границы доверительных интервалов среднего значения с доверительной вероятностью $\alpha = 0,95$; О — отдельные результаты, соответствующие опытным данным

точной технологии не вносит особых изменений в общую картину оценки трещиностойкости опытных изделий по сравнению с их расчетом по (7) согласно действующим Нормам. Правда, в каждом конкретном случае расчет q_{cr}^T с учетом σ_1 по (7) дает более высокое значение q_{cr}^T , чем q_{cr}^T с учетом σ_1 по (6), но не более 1%.

Анализ зависимости q_{cr}^T/q_{cr}^{op} от изменения отношений q_{ob}^T/q_{cr}^T и q_b^T/q_{ob}^T как составляющих расчетного трещинообразования q_{cr}^T (q_{ob}^T - обжатие бетона; q_{ib}^T - сопротивление бетона образованию трещин) показал:

у исследованных изделий отношение q_{ob}^T/q_{cr}^T изменяется от 0,5 до 0,75 при среднем 0,66 и q_b^T/q_{ob}^T от 0,33 до 0,73 при среднем 0,51. Таким образом, влияние обжатия бетона в среднем составило 66% от полной величины трещинообразования против 34% сопротивления образованию трещин растянутым бетоном (см. рис.2);

взаимосвязь q_{cr}^T/q_{cr}^{op} от изменения отношения q_{ob}^T/q_{cr}^T в среднем оценивается корреляционной зависимостью

$$\frac{q_{cr}^T}{q_{cr}^{op}} = 1,0 - 0,05 \frac{q_{ob}^T}{q_{cr}^T}$$

от изменения отношения q_b^T/q_{ob}^T выражением

$$\frac{q_{cr}^T}{q_{cr}^{op}} = 1 + 0,05 \frac{q_b^T}{q_{ob}^T}$$

Практически в обоих случаях отношение q_{cr}^T/q_{cr}^{op}

определяется своим средним значением, т.е. можно считать

$$\frac{q_{cr}^T}{q_{cr}^{op}} = f \left(\frac{q_{ob}^T}{q_{cr}^T}; \frac{q_b^T}{q_{ob}^T} \right) = const.,$$

что соответствует зависимостям, установленным в [3] для пустотных плит массового производства с изменением q_{cr}^T/q_{cr}^{op} от 0,8 до 1,2. Однако с увеличением q_{ob}^T/q_{cr}^T прослеживается некоторое снижение q_{cr}^T/q_{cr}^{op} , т.е. имеет место преобладание опытного q_{cr}^{op} над расчетным q_{cr}^T . И наоборот, с увеличением q_b^T/q_{ob}^T наблюдается незначительное преобладание q_{cr}^T над q_{cr}^{op} (см. рис.2).

По результатам анализа расчета плит-близнецов, изготовленных по разным технологиям, отношение q_{cr}^T/q_{cr}^{op} в обоих случаях довольно высоко: в плитах, изготовленных по поточной технологии, это отношение в среднем составило 0,964; с естественным твердением - 0,994.

Выводы

1. Сборные настилы с напрягаемой арматурой из мягких сталей отвечают требованиям ГОСТ 8829-94 по трещиностойкости.

2. Величина выбранной в процессе натяжения пластической деформации $\epsilon_{sp,pl}$ оказывает положительное влияние на трещиностойкость преднапряженных конструкций. Между параметрами преднапряжения $\epsilon_{sp,pl}$, σ_{spt} , ϵ_{cr} и моментом образования трещин q_{cr} прослеживается надежная коррелируемая связь.

3. Метод ядерных точек может быть использован для оценки момента образования трещин при проектировании преднапряженных настилов с напрягаемой арматурой из мягких сталей.

Библиографический список

1. Положнов В.И., Трифонов В.И. Преднапряжение и трещиностойкость сборных железобетонных конструкций, арми-

рованных мягкими сталями // Бетон и железобетон. – 2001. – №5. — с 16-18.

2. Положнов В.И. Оценка повышения прочностных свойств напрягаемой мягкой арматуры // Долговечность строительных конструкций. Теория и практика защиты от коррозии. – Материалы международной конференции от 7-9 октября 2002 г. с 366-371. М.2002.

3. Прилуцкий В.М. Влияние преднапряжения на надежность железобетонных плит массового назначения. Дисс. на соискание уч. степ. к.т.н., М. 1980.

А.В.ГРАНОВСКИЙ, канд. техн. наук, Д.А.КИСЕЛЕВ, инж. (ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко);
А.Г.АКСЕНОВА, инж. (ООО “АКТИВ МОНТАЖ”)

Об оценке несущей способности анкерных креплений

Рассматривается проблема, связанная с оценкой прочности анкерных креплений. Необходимость ее решения обусловлена значительным ростом объемов строительных работ с использованием анкеров для крепления различных конструктивных элементов к стенам и другим конструкциям зданий и сооружений. Отсутствие нормативных документов и стандартов, регламентирующих методы оценки прочности анкерных узлов при действии на них продольных и поперечных относительно их оси усилий, повышенный уровень ответственности указанных конструктивных элементов – все это требует от проектировщиков специальных знаний и опыта проектирования. Отсутствие нормативов в данной области не позволяет формализовать процесс проектирования.

Оценка несущей способности анкерных креплений усложняется отсутствием стандартной методики проведения испытаний анкеров и нормирования расчетных величин вертикальных и горизонтальных нагрузок на анкер и соответствующих им перемещений последнего, а также методов расчета анкерных узлов.

Остановимся подробнее на анализе указанных выше факторов.

1. В настоящее время при оценке несущей способности анкерных креплений использование метода расчета по предельным состояниям сдерживается отсутствием в ряде

случаев опытных данных о параметрах, влияющих на прочность и деформативность анкерного узла, т.е. тех параметров, с помощью которых можно рассчитывать конструкции по первому и второму предельным состояниям.

Известно, что для любого материала формула, характеризующая 1-е предельное состояние (несущую способность), в общем виде может быть представлена применительно к анкерному узлу следующим неравенством:

$$n \times N^H \leq \Phi(K_i; R_i^H; m_i; S),$$

где n - коэффициент перегрузки; $n \times N^H$ - расчетное усилие на анкер; K_i - коэффициент однородности материалов анкерного узла; R_i^H - нормативное сопротивление материалов анкерного узла; m_i - коэффициенты условий работы элементов анкерного узла; S - геометрические характеристики элементов анкерного узла.

И если для элементов анкерного узла (стена: кирпич, бетон, дерево, сталь; непосредственно анкер: сталь, пластмасса, пенообразующие компоненты) значения указанных расчетных коэффициентов известны и получены на основе анализа результатов многочисленных лабораторных исследований, то для анкерного крепления такие данные практически отсутствуют. Так, например, применяемая для оценки однородности кирпичной кладки зависимость:

$$K_k = 1 - \alpha_k \times \sigma / R^H,$$

где R^H - нормативное сопротивление кладки; α_k - коэффициент, характеризующий предел вероятного минимального сопротивления кладки, принятый равным 3; σ - среднеквадратичное отклонение, не может использоваться при оценке прочности анкерных узлов, поскольку не учитывает влияние таких факторов, как величина сцепления элементов кладки – раствора и кирпича, наличие недожога или пережога в кирпиче и т.д., т.е. тех факторов, которые существенно влияют на несущую способность анкерного узла.

Коэффициент условий работы должен учитывать особые условия работы анкерного крепления, несоответствие расчетной схемы реальной работе узла и другие отличия от нормальных условий эксплуатации. Так, например, до настоящего времени не изучено влияние изменения величины распора во времени при использовании распорных анкеров, установленных в бетоны различной прочности и плотности, на их несущую способность. Эффект релаксации материала стены в легких и ячеистых бетонах может привести к полной потере несущей способности анкера при действии продольных относительно оси анкера сил.

Аналогичные замечания можно высказать и о расчете анкерных креплений по 2-му предельному состоянию – по деформациям. В настоящее время отсутствуют научно обоснованные величины предельных деформаций анкеров, и их

значения принимают в основном исходя из имеющегося опыта эксплуатации конструкций, при монтаже которых используются анкеры. Таким образом, отсутствие экспериментальных данных не позволяет в настоящее время вместо общего коэффициента запаса ввести систему расчетных коэффициентов.

В связи с отмеченным в настоящее время при оценке несущей способности анкерных креплений используется метод расчета по разрушающим нагрузкам, основанный на применении обобщенного (недифференцированного) коэффициента запаса, покрывающего собой все не учитываемые расчетом факторы, влияющие на прочность конструкций.

Вопрос о назначении коэффициента запаса может быть решен только на основе экспериментальных исследований, не может приниматься единым и не зависит от типа анкеров, глубины их заделки, материала и конструкции стен, в которые они устанавливаются. Применение метода расчета по разрушающим нагрузкам базируется на широком использовании экспериментального материала, поскольку "... основной характеристикой является разрушающая нагрузка или разрушающее усилие, а допускаемое усилие определяется делением разрушающего усилия на заданный коэффициент запаса" [1]. При этом последний может назначаться только на основе правильно выполненного эксперимента. Однако в последние годы были выпущены рекомендательные документы по анкерным креплениям [2...4], где отмеченное выше ставится под сомнение. При этом коэффициенты безопасности в указанных работах предлагается принимать "с потолка" в интервале от 5 до 7.

Проиллюстрируем сказанное на примерах анализа графиков испытания анкеров, заделанных в стены из ячеистого (класса В2.5) и тяжелого (В25) бетонов. На рис.1,2 приведены графики зависимости "нагрузка-деформация" для анкеров марки МБС10/120(MUNGO), установленных в стены из ячеистого бетона при испытании их на вырыв. На графике рис.1 показана кривая, полученная при испытании анкеров путем пошагового приложения к

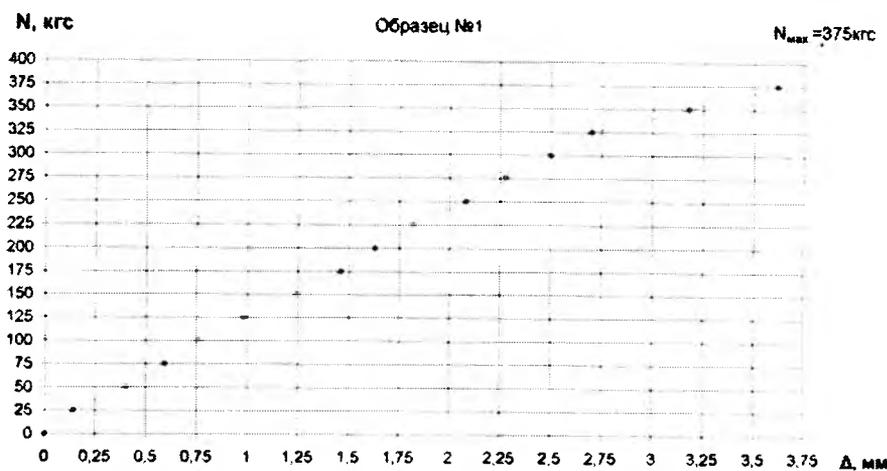


Рис. 1. График зависимости "нагрузка-деформация" (материал стены — ячеистый бетон В2,5; анкер — МБС 10/120)

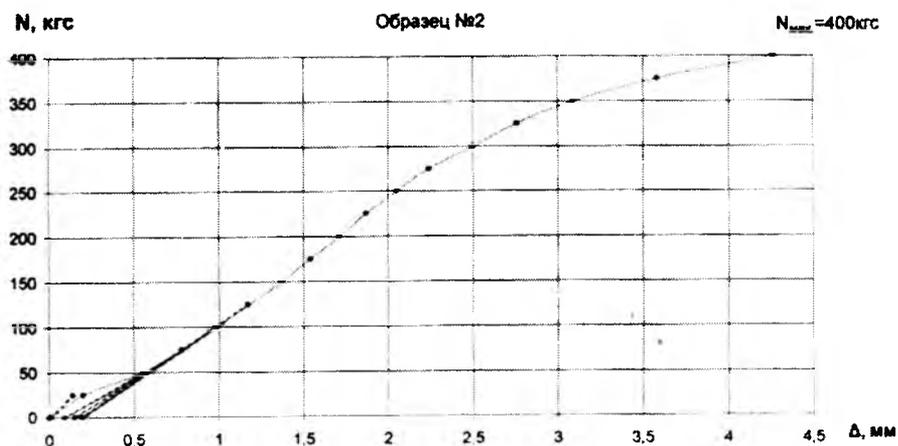


Рис. 2. График зависимости "нагрузка-деформация" (материал стены – ячеистый бетон В2,5; анкер – МБС 10/120)

анкеру усилий, на графике рис.2 - кривая, полученная в процессе пошагового нагружения анкера с разгрузкой на каждом этапе нагружения. На рис.3,4 показаны аналогичные графики зависимости "нагрузка-деформация", полученные при испытании анкеров марки М2 12x110(MUNGO), установленных в стены из тяжелого бетона класса В25.

Согласно указаниям рекомендаций [2...4] и графикам на рис. 1,3, за расчетную нагрузку при испытании анкеров на вырыв при установке их в стены из ячеистого и тяжелого бетонов следует принимать соответственно величины $N_{сп.}^{яч.б.} = N_{разр.} / 5 = 67$ кгс и $N_{сп.}^{т.б.} = N_{разр.} / 5 = 620$ кгс. Анализ харак-

тера деформаций анкеров при испытании их на вырыв с разгрузкой на каждом шаге нагружения позволяет в случае установки анкеров в стены из ячеистого бетона класса В2.5 принимать $N_{яч.б.} = 110$ кгс, для стен из тяжелого бетона класса В25 - $N_{т.б.} = 1200$ кгс. Т.е. в случае применения анкеров марки МБС10/120 с полиамидным дюбелем при установке в стены из ячеистого бетона коэффициент безопасности следует принимать равным $K_{зап} = 3.3$; при установке металлических анкеров марки М2 этот коэффициент принимают равным 2,5. При этом за допускаемую величину остаточных деформаций (перемещений) анкера принималась $\Delta = 0.15$ мм. Таким образом, величина коэффициента бе-

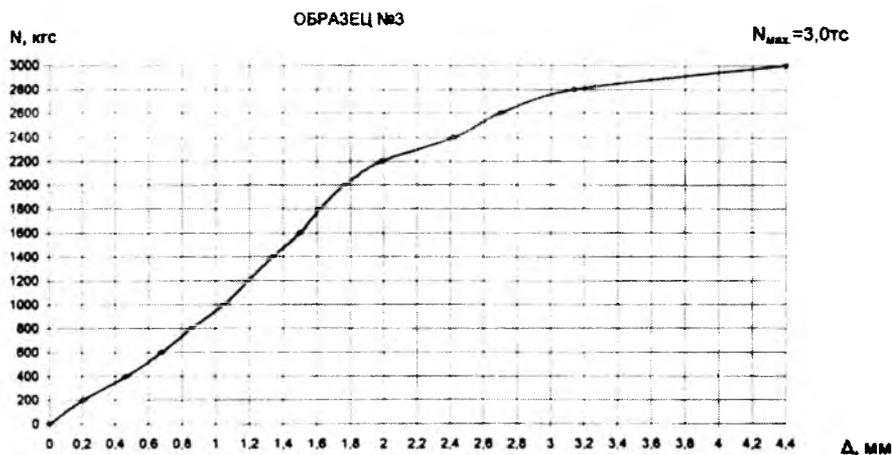


Рис. 3. График зависимости "нагрузка-деформация" (материал стены – бетон класса В25; анкер-болт — М2 12х110)

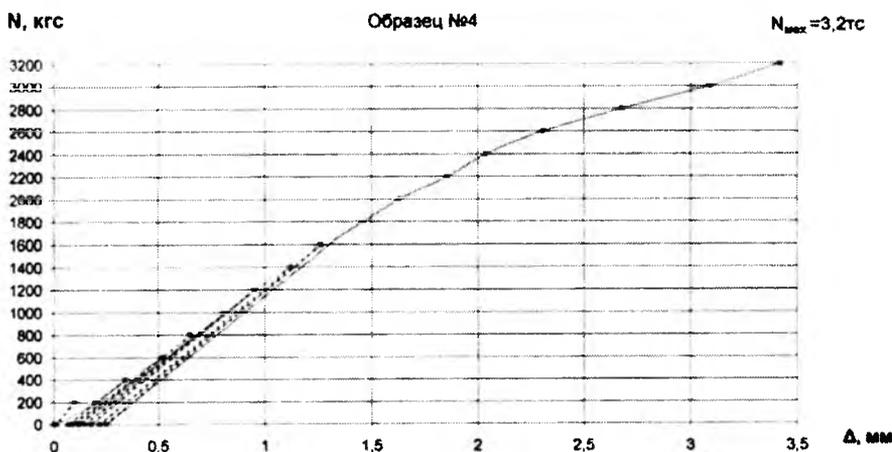


Рис. 4. График зависимости "нагрузка-деформация" (материал стены – бетон класса В25; анкер – М2 12/110)

зопасности анкера должна назначаться, исходя из эксплуатационных характеристик системы: "основание(стена)-анкер- закрепляемый конструктивный элемент".

2. Второй немаловажный вопрос, возникающий при назначении по результатам испытаний величины расчетной нагрузки вырыва анкера, – скорость приложения к нему нагрузки, т.е. продолжительность нагружения. В ряде рекомендаций эта продолжительность определяется интервалом в 1 мин, т.е. для испытанных металлических анкеров, установленных в стены из тяжелого бетона, эта величина составляет $44 \text{ кг}/(\text{см}^2 \cdot \text{с})$; для анкеров с полиамидным дюбелем, установленных в стены из ячеистого бетона, $-8.5 \text{ кг}/(\text{см}^2 \cdot \text{с})$.

Следует отметить, что при указанной скорости испытаний замерить деформации анкера в процессе нагружения не представляется возможным, что недопустимо. В этой области имеется большой объем исследований, выполненный специалистами НИИЖБа и других организаций. Анализ имеющегося опыта и позволил бы установить допустимую скорость нагружения анкеров.

3. Другой дискутируемой проблемой при назначении расчетной нагрузки вырыва анкера является вопрос об установлении необходимого количества контрольных образцов. В ряде документов их рекомендовано принимать не менее 15. С нашей точки зрения, наиболее оптимальная методика назначения

числа контрольных образцов предложена НИИЖБом в ГОСТ 10180-90 (СТ СЭВ 3978-83), где требуемое число образцов при внутрисерийном коэффициенте вариации более 8% рекомендуется принимать равным не менее 6. Так, в кирпичных конструкциях среднее значение прочности кирпича принимается по результатам испытаний 5 образцов. С нашей точки зрения, оптимальное число контрольных образцов анкеров должно приниматься равным 6. При этом:

по испытанию одного образца определяется ориентировочное значение нагрузки, при которой происходит вырыв анкера из стены ($N_{\text{разр.}}$) и величина ступени нагружения следующих анкеров, которая ориентировочно должна составить $(1/10 \dots 1/20) \cdot N_{\text{разр.}}$;

проводятся испытания оставшихся пяти анкеров с пошаговым нагружением и разгрузкой на каждом этапе нагружения;

в случае если по результатам испытаний величина $N_{\text{разр.}}$ отдельных анкеров отличается от среднего значения более чем на 25%, необходимо провести дополнительные испытания анкеров, количество которых определяется указанной величиной.

4. Как показали исследования ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко [5], немаловажным параметром, определяющим эксплуатационную надежность анкерного крепления (узла), является величина допускаемой расчетной нагрузки, приложенной перпендикулярно продольной оси анкера. Указанная величина нагрузки зависит как от прочности самого анкера при действии на него поперечной силы и прочности стены при местном сжатии, так и от эксплуатационных характеристик систем, которые крепятся к стенам с помощью анкеров (т.е. допускаемых вертикальных перемещений элементов системы, влияющих на эксплуатационную надежность закрепленных систем). В настоящее время таких испытаний практически не проводится, а величины допускаемых вертикальных деформаций анкеров не регламентированы.

Решение рассмотренных выше вопросов возможно по мере накопления информации о работе анкерных узлов при различных силовых

воздействиях и проведении комплексных исследований в этой области.

Библиографический список

1. Таль К.Э. Расчет бетонных и железобетонных конструкций по расчетным предельным состояниям. М., 1955.

2. ТР 161-05 Технические рекомендации по проектированию монтажу и эксплуатации навесных фасадных систем. ГКЭНЦ "Энлаком". М., 2005.

3. Фасадные теплоизоляционные системы с воздушным зазором. Рекомендации по составу и содержанию документов и материалов, представленных для технической оценки пригодности продукции. ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. М., 2004.

4. Опыт, проблемы и пути совершенствования применения навесных фасадных систем в московском строительстве. Материалы к семинару. "Энлаком".

5. Павлова М.О. Прочность и деформативность кладки стен из различных материалов в зоне заделки анкеров при действии на них продольных и поперечных сил. ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко. М., 2000.

ТЕОРИЯ

М.М.ЛОРДКИПАНИДЗЕ, д-р техн.наук, проф. (Грузинский технический ун-т)

Механизм деформирования бетона и твердых тел при повторных нагрузках в поверхностно-активных средах

При исследовании несущей способности некоторых материалов было обнаружено, что после их нагружения наряду с упругой деформацией постепенно развивается замедленная ползучесть, затухающая во времени. Особенно подробно это явление было изучено на бетоне, деформируемом в обычных тепло-влажностных условиях [1]. Проведенные нами совместно с В.К.Балавадзе эксперименты показали, что эта ползучесть обусловлена исключительно действием поверхностно-активных сред и носит обратимый характер. Исследования, проведенные на материалах разного состава и структуры (бетон, туф, гипс, стекло при увлажнении, сталь в водороде, резина и органическое стекло в бензине, монокристаллы нафталина в парах бензола), показали, что такая обратимая ползучесть носит самый общий характер и может рассматриваться как новая форма проявления эффекта Ребиндера, заключающегося в полном исчезновении этой дополнительной деформации при удалении поверхностно-активной среды [2-5].

При феноменологическом описании затухающей ползучести бетона в обычной тепловлажной атмосфере использовались те или иные реологические модели [6]. Мы предложили модель, в которой главным элементом служило "тело Кельвина".

При изучении обратимой затухающей ползучести бетона и других материалов в поверхностно-активных средах выяснилось, что на большинстве материалов наблюдается большое ускорение ползучести, если образец подвергается циклическому нагружению-разгрузке в поверхностно-активной среде [2,3]. Такой режим может быть реализован двумя способами: а) при действии постоянной нагрузки (например, путем подвешивания к образцу груза) она снимается и затем вновь прикладывается; и так несколько раз до достижения максимальной деформации обратимой ползучести; б) на разрывной машине (при растяжении) или на механическом прессе (при сжатии) образец при небольшой скорости нагружения доводится до заданного напряженного состояния, затем также медленно разгружается; такие циклы повторяются несколько раз, пока процесс нагружения-разгрузки не будет давать прироста деформации. Схематически эти два вида испытаний представлены на рис. 1.

При нахождении образца без нагрузки в течение продолжительного времени накопившаяся деформация ползучести исчезает (на рис. 1 показано стрелкой) в результате проявления упругого последействия [7,8].

Результаты, полученные на разнообразных материалах в жидких

поверхностно-активных средах, имеют аналогичный характер. Все они свидетельствуют, что предельная деформация обратимой ползучести достигается при циклическом нагружении во много раз быстрее, чем при постоянной нагрузке. Исключения представляют только опыты по изучению обратимой ползучести стали в среде газообразного водорода. Это наводит на мысль, что именно фазовое состояние поверхностно-активной среды играет первостепенную роль. Природу такого ускоренного развития докритических трещин при действии жидкой поверхностно-активной среды можно представить следующим образом. При растяжении образца в среде под постоянным растягивающим напряжением образуются докритические (по Гриффитсу) трещины-микрощели, развитие которых обеспечивается совместным действием механического напряжения и поверхностно-активной среды, с одной стороны, облегчающей разрыв связей в твердом теле, а с другой, — обуславливающей стабилизацию зародышевых трещин, которые, согласно термодинамике, должны были бы сомкнуться. Кинетика роста таких микротрещин определяется скоростью поступления поверхностно-активной среды в вершину трещины по тонким каналам.

В качестве конкретной модели можно предложить следующую про-

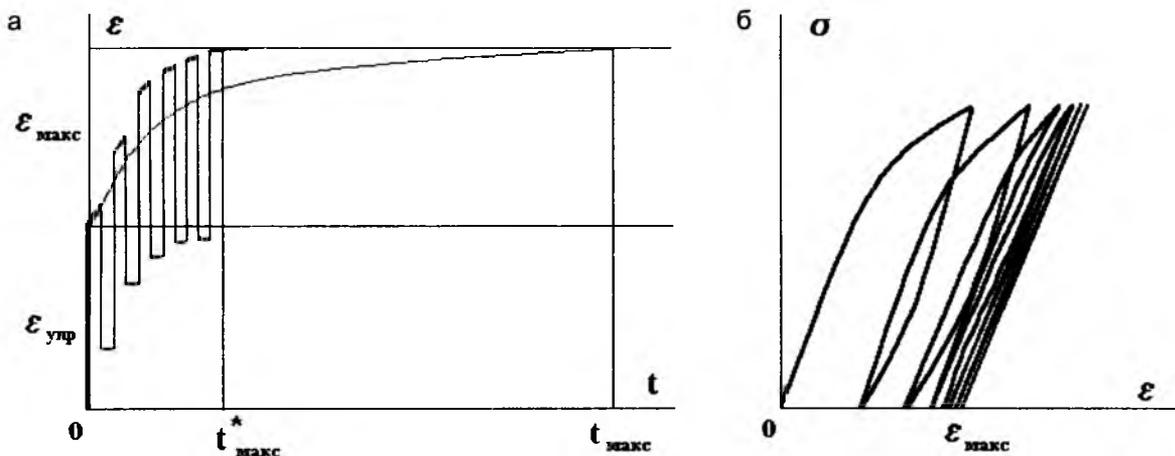


Рис. 1. Виды испытаний образцов

а – график обратимой ползучести твердых материалов в поверхностно-активных средах при действии нагрузки. Тонкая линия деформации – при действии постоянной нагрузки, прерывистая толстая линия – при испытаниях в режиме нагружение-разгружение; t_{\max} – время достижения максимальной деформации обратимой ползучести при действии постоянной нагрузки; t^*_{\max} – то же, при действии циклической нагрузки; *б* – график развития деформации твердых материалов в поверхностно-активных средах при повторных циклических испытаниях с постоянной скоростью нагружения; ϵ_{\max} – максимальная деформация при циклическом нагружении с постоянной скоростью

стейшую дислокационную схему, представленную на рис. 2. Источник дислокаций Франка-Рида *S* под действием напряжения генерирует дислокации в плоскость скольжения, которые встречают на своем пути препятствие в виде границы зерна *G* и накапливаются перед ним. Передние дислокации сливаются, образуя совместное ядро *D*, представляющее собой выходящую на поверхность дислокационную трубку, служащую транспортным путем для движения поверхностно-активного вещества. Под действием напряжения при невозможности дислокациям преодолеть барьер, созданный границей зерна, в соседнем зерне, по Мотту, возникает микротрещина *C* [9, 10].

В какой-то момент снимаем внешнее напряжение. Дислокации возвращаются в источник, дислокационное мультиядро по крайней мере частично смыкается, и поверхностно-активная жидкость оказывается запертой в трещине.

Внешнее напряжение, имевшее один компонент тензора напряжения, превращается в гидростатическое давление жидкости той же величины. Однако это давление – шаровой тензор, имеющий три компонента напряжений. Поэтому к растягивающим добавляются и сдвиговые напряжения. По механизму

гидроразрыва это приводит к ускоренному развитию трещины, и снятие нагрузки не только не приостанавливает распространение трещины, но, напротив, приводит к ее более быстрому развитию. Естественно, когда поверхностно-активной средой является газ, такого ускорения развития трещин при циклическом разгрузении-нагружении не возникает, что и наблюдается в опытах, проведенных на стали в атмосфере газообразного водорода.

Следует подчеркнуть еще одну важную особенность явления обратимой ползучести твердых тел в поверхностно-активных средах. Это **полная** обратимость явления. Сколько раз ни проводить цикл помещения образца в активную среду и ее последующее удаление, свойства образца остаются постоянными: при отсутствии среды величина упругой деформации не изменяется, в присутствии среды параметры обратимой ползучести также остаются постоянными. Это говорит

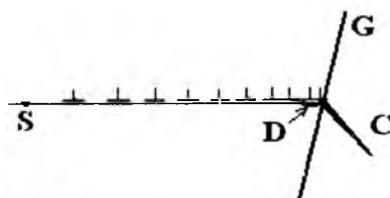


Рис. 2. Дислокационная схема

об обратимости процессов образования докритических трещин как в термодинамическом, так и в механическом смыслах. Подобно классическим опытам И.В.Обреимова [11] с расщеплением слюды в вакууме, когда было установлено, что трещина обратимо смыкается и для ее повторного образования требуется такое же усилие, зародышевые трещины в опытах по обратимой ползучести также полностью смыкаются при удалении поверхностно-активной среды.

Тем не менее возникает вопрос – почему все-таки происходит преждевременное разрушение механически напряженных конструкций (автоклавов, газовых труб и др.), когда действующее напряжение заведомо меньше критического, приводящего к необратимому развитию трещин? Ведь термодинамика запрещает образование трещин больше тех, которые соответствуют данной плотности упругого напряжения. Ответ может быть таков: термодинамика не запрещает объединение, коалесценцию трещин.

Пользуясь простейшей дислокационной схемой, можно представить, что дислокация, движущаяся в плоскости скольжения, в которой лежит трещина, вливается в эту трещину и затем выходит из нее с противоположной стороны. Это в опре-

деленных условиях эквивалентно перемещению трещины на одно межзатомное расстояние. Можно также предположить, что такие зародышевые трещины движутся в неоднородном поле напряжения. Так или иначе, они, смыкаясь, могут образовать ту единственную трещину критической величины, которая послужит зародышем хрупкого разрушения материала в той поверхностно-активной среде, в которой эксплуатируется данная конструкция.

В заключение можно высказать следующие соображения:

1. Обнаруженное явление представляет собой одну из форм проявления эффекта Ребиндера, обусловленное облегчением развития микротрещин в результате снижения поверхностной энергии вследствие контакта с поверхностно-активной средой.

2. Термодинамическое описание явления основывается на схеме развития трещины по Гриффитсу с учетом снижения поверхностной энергии твердого тела в результате контакта с поверхностно-активной средой, а также на представлениях о зародышеобразовании в метастабильных условиях.

3. Феноменологическое описание собственно обратимой ползучести наиболее точно производится комбинацией из двух элементов Кельвина: при больших нагрузках, когда возникает некоторая доля необратимой деформации, к ним следует добавить комбинацию из параллельно соединенных элементов Гука и Сен-Венана.

4. Относительно молекулярного механизма проявления эффекта Ребиндера, в частности при развитии явления обратимой ползучести, можно сказать следующее.

Ранее считалось равноправным рассмотрение действия поверхностно-активного вещества как частицы, которая вступает во взаимодействие с напряженными атомами в вершине трещины и ослабляет их притяжение друг к другу, т.е. облегчает разрыв связи, либо как частицы, которая под действием двумерного давления «расклинивает» трещину, также облегчая ее развитие [12].

В последнее время предпочтение отдается первому механизму, поскольку было установлено, что такая физическая модель позволяет производить расчеты методом молекулярной динамики. Такие расчеты были проведены Е. Д. Щукиным и В. С. Ющенко для плоской двумерной модели и действительно показали ослабление и облегчение разрыва связи в виртуальном твердом теле в присутствии поверхностно-активного атома [13]. Для «расклинивания» трещины такой модели создать не удается, поскольку очень трудно моделировать геометрию микротрещины и распределение сил между атомами твердого тела и поверхностно-активной частицей.

В пользу первого механизма также говорит случай гидролитического расщепления стекла и других силикатсодержащих материалов, когда твердо установлено, что облегчение разрыва связи Si-O обусловлено одновременным разрывом связи H-O в молекуле воды и перестройкой связей с образованием группы Si-OH на образовавшейся поверхности трещины разрушения [14].

5. Явление обратимой ползучести твердых тел при действии поверхностно-активных сред служит уни-

кальным инструментом исследования образования и развития докритических трещин в напряженных материалах.

6. Дальнейшее исследование этого явления может помочь в понимании природы и механизма внезапных катастрофических разрушений напряженных конструкций.

Библиографический список

1. Цилосани З.Н. Усадка и ползучесть бетона. Тбилиси: Мецниереба. 1979.
2. Балавадзе В.К. Новое о прочностных и деформативности бетона. Тбилиси: Мецниереба. 1986.
3. Балавадзе В.К., Лордкипанидзе М.М. Исследование природы затухающей ползучести бетона при осевом сжатии // Сообщения АН Грузинской ССР. 1981. Т.103. №1.
4. Лордкипанидзе М.М. Прочностные и деформативные характеристики бетона с позиций адсорбционной теории о природе его ползучести // Бетон и железобетон. – 1992. – №12.
5. Лордкипанидзе М.М. // Техническая диагностика и неразрушающий контроль. 2000. – №3. – Киев.
6. Гусев Е.А., Пирадов К.А., Леонич С.И. /В кн. Вопросы теории и практики. Брест. 1999.
7. Ребиндер П.А., Логгинов Г.И. Докл. АН СССР: 1941. Т.30. №6.
8. Асланова М.С., Ребиндер П.А. Докл. АН СССР. 1954. Т.96. №2.
9. Ван Бюрен. Дефекты в кристаллах. Изд-во иностр. лит-ры. 1962.
10. Коттрелл А.Х. В кн. Атомный механизм разрушения. Металлургиздат. 1962.
11. Obreimow I. Proc.Roy.Soc. (A)/ 1930. V.127. p.270.
12. Ребиндер П.А. Избранные труды. Физико-химическая механика. М.: Наука. 1979.
13. Щукин Е.Д., Ющенко В.С. Докл. АН СССР.
14. Берштейн В.А., Никитин В.В., Степанов А.В., Шамрей Л. Физика твердого тела. 1973. Т.15. №11.

Уважаемые читатели!

С 1 апреля началась подписка на журнал "БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН" на второе полугодие 2006 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Пресса России", стр. 207.

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 703-9762.

Определение жесткостей железобетонной плиты

Рассматривается изгиб железобетонной плиты, имеющей ортотропное армирование в направлении осей x, y снизу и сверху (рис. 1). При деформировании плиты становится анизотропной; изгибающие и крутящий

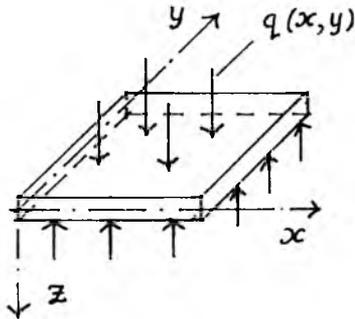


Рис. 1. Нагружение плиты

моменты M_x, M_y, M_{xy} в ее сечениях могут быть выражены через кривизны и кручение срединной поверхности $\alpha, \chi, 2\omega$

$$\begin{aligned} M_x &= A\alpha + B\chi + 2E\omega, \\ M_y &= B\alpha + C\chi + 2F\omega, \\ M_{xy} &= E\alpha + F\chi + 2D\omega, \end{aligned} \quad (1)$$

где A, B, C, D, E, F – жесткости, зависящие от уровня нагружения, или через напряжения

$$\begin{aligned} M_x &= \int_z \sigma_x z_x dz \\ M_y &= \int_z \sigma_y z_y dz \\ M_{xy} &= \int_z \tau_{xy} z_{xy} dz \end{aligned}$$

где z_x, z_y, z_{xy} – координаты Z точек с напряжениями $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$.

Принимая техническую теорию изгиба тонких плит с малыми прогибами [1], плиту можно разделить на n слоев малой толщины Δz , параллельных срединной плоскости, испытывающих плоское напряженное состояние. Из уравнений (1) и (2) следует

$$\begin{aligned} A &= \sum_{i=1}^n (d_{11} z_x^2 \Delta z)_i, & B &= \sum_{i=1}^n (d_{12} z_x z_y \Delta z)_i, \\ C &= \sum_{i=1}^n (d_{22} z_y^2 \Delta z)_i, & D &= \sum_{i=1}^n (d_{33} z_{xy}^2 \Delta z)_i, \end{aligned} \quad (3)$$

$$E = \sum_{i=1}^n (d_{13} z_x z_{xy} \Delta z)_i, \quad F = \sum_{i=1}^n (d_{23} z_y z_{xy} \Delta z)_i.$$

Здесь $d_{jk} (j, k = 1, 2, 3)$ – элементы матрицы жесткости $[d]_x$ в выражении

$$\{\sigma\}_x = [d]_x \{\varepsilon\}_x,$$

где $\{\sigma\}_x = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}$, $\{\varepsilon\}_x = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \tau_{xy}\}$ – векторы напряжений и деформаций слоя.

Определение элементов d_{jk} для любого слоя: бетонного без трещин или с возникшими от нагрузки трещинами, армированного без трещин или с трещинами можно взять в монографии [2]. Для бетона в объемном напряженном состоянии в главных осях 1, 2, 3 используется секущий модуль деформаций $E_b^o v_{be}$. E_b^o – начальный модуль упругости, v_{be} – коэффициент изменения модуля в направлении e ($e = 1, 2, 3$). Величина v_{be} зависит от уровня напряжений $\eta_e = \frac{\sigma_{be}}{\bar{\sigma}_{be}}$. Диаграмма имеет восходящую и нисходящую ветви и представляется уравнением

$$v_{be} = \bar{v}_{be} \pm (\bar{v}_{oe} - \bar{v}_{be}) \sqrt{1 - \omega_{1e} \eta_e - \omega_{2e} \eta_e^2}. \quad (4)$$

Знак “минус” – для нисходящей ветви; \bar{v}_{oe} – начальное значение v_{be} ; $\bar{v}_{be}, \bar{\sigma}_{be}$ – значения v_{be} и σ_{be} в вершине диаграммы; $\omega_{1e} = 2 - 2,05 \bar{v}_{be}$, $\omega_{2e} = 1 - \omega_{1e}$.

Величины, входящие в уравнение (4), определяются различно в двух областях напряженного состояния: области I, для которой $\sigma_1 < 0$, и области II, где $\sigma_1 > 0$ [2].

Учитываются особенности объемного деформирования, в частности то, что при сжатии увеличение напряжений в одном направлении вызывает примерно одинаковое изменение модулей деформации во всех направлениях, и коэффициент поперечной деформации увеличивается в несколько раз, а при растяжении увеличение напряжений в одном направлении вызывает уменьшение модуля преимущественно в этом направлении, и коэффициент поперечных деформаций несколько уменьшается. Предельные напряжения $\bar{\sigma}_e$ находятся по критериям прочности бетона при объемном напряженном состоянии [3, 4, 2]

$$\bar{\sigma}_3 = \beta_n \bar{\sigma}_1 + K_c, \quad \bar{\sigma}_e = \frac{-\sigma_e}{R_{bc}},$$

где R_{bc} – предел прочности бетона на сжатие; K_c – функция изменения прочности бетона при двухосном сжатии;

$$\beta_n = \frac{1 + a - am}{b + (f - b)m}, \quad m = \frac{\bar{\sigma}_1 + \delta_p}{\bar{\sigma}_3 + \delta_p};$$

где a, b, f – экспериментальные параметры; δ_p – функция изменения прочности при двухосном растяжении.

Для тяжелого бетона принимается $a = b, f = 1$, критерий прочности имеет вид

$$b(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)^2 + (K_c b - \delta_p)(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3) - K_c(\bar{\sigma}_1 + \delta_p) = 0, \quad (5)$$

$$b = \frac{\delta_p}{K_c + (s-1)\delta_p}, \quad s = \frac{\bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_1}.$$

Величины K_c и δ_p представляют собой функции параметра Лодэ-Надаи $\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}$ и подробно описываются в работе [2].

Критерий прочности удовлетворяется в виде равенства, когда напряжения становятся предельными. Главные напряжения располагаются в последовательности $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при соблюдении неравенства $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Для слоя, имеющего два главных напряжения: σ_1 и σ_2 , возможны три варианта такой последовательности: $0, \sigma_1, \sigma_2$; $\sigma_1, 0, \sigma_2$; $\sigma_1, \sigma_2, 0$. Подставляя их в уравнение (5), можно найти предельные напряжения $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2$ для каждого варианта. Корни уравнения необходимо вычислять последовательными приближениями, так как величины K_c и δ_p должны соответствовать предельным напряжениям, которые при первом обращении к уравнению неизвестны.

Для армированного слоя без трещин нормальные напряжения в координатных площадках представляются суммой приведенных напряжений арматуры и бетона

$$\sigma_i = \sigma_{si}^m + \sigma_{bi}^m, \quad \sigma_{si}^m = \sigma_{si} \mu_{si}, \quad \sigma_{bi}^m = \sigma_{bi} (1 - \mu_{si}),$$

где $\sigma_{si}^m, \sigma_{bi}^m, \sigma_{si}, \sigma_{bi}$ – приведенные и фактические напряжения в арматуре и бетоне соответственно; μ_{si} – коэффициент армирования слоя; $i = x, y$.

Деформирование железобетона с трещинами в объемном напряженном состоянии рассматривается в работах [5, 6, 2]. Принимается армирование в виде одной или нескольких групп (потоков) стержней, произвольно ориентированных в декартовой системе осей x, y, z . К каждой группе прикрепляется своя декартова система осей $i, k(i), e(i)$, в которой ось i направлена вдоль стержня, а оси $k(i), e(i)$ могут относительно оси i поворачиваться. Предусматривается образование трещин по одной, двум или трем взаимно ортогональным площадкам. Вводится декартова система осей n, m, l : до образования трещин это главные оси деформаций, а затем n – перпендикулярна первой образовавшейся трещине, m – второй, l – третьей. Связь с осями $i, k(i), e(i)$ осуществляется таблицей направляющих косинусов.

Трещины характеризуются раскрытием и взаимными сдвигами берегов ($a_{cr,n}, \Delta_{nm}, \Delta_{nl}$ для первой тре-

	i	$k(i)$	$e(i)$
n	n_i	$n_{k(i)}$	$n_{e(i)}$
m	m_i	$m_{k(i)}$	$m_{e(i)}$
l	l_i	$l_{k(i)}$	$l_{e(i)}$

щины). Площадку, проведенную посередине трещины, называют площадкой трещины. Каждый берег смещается относительно площадки трещины на некоторый вектор, имеющий компонентами $a_{cr,n}/2, \Delta_{nm}/2, \Delta_{nl}/2$. Таким же принимается вектор смещения арматурных стержней. В системе осей $i, k(i), e(i)$ вектор смещения стержня имеет компонентами осевое смещение u_{si} (выдвижение из берега трещины) и тангенциальные перемещения $v_{sik(i)}, v_{sie(i)}$. В окрестности трещины на длине $\psi_{si} l_{si}$ (рис. 2) сцепление арматуры с бетоном нарушено, напряжение в арматуре имеет мак-

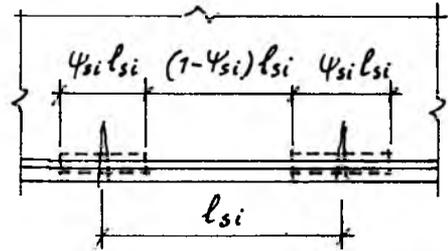


Рис. 2. К понятию коэффициента ψ_{si}

симальное значение σ_{sp} , а деформации равны σ_{si}/E_{si} . Усредняя их на длине l_{si} , получаем

$$\varepsilon_{si} = \sigma_{si} \psi_{si} / E_{si} = \sigma_{si}^m / E_{si}, \quad (6)$$

где $\varepsilon_{sp}, \sigma_{si}^m$ – усредненные деформации и напряжения без учета деформирования бетона; ψ_{si} – коэффициент, введенный В.И. Мурашевым [7]; E_{si} – модуль упругости арматуры.

На оставшейся части расстояния между трещинами $(1 - \psi_{si}) l_{si}$ деформации арматуры и бетона одинаковы и равны $\bar{\varepsilon}_{bi}$. Усредняя их на длине l_{si} и прибавляя к деформациям ε_{sp} получаем

$$\bar{\varepsilon}_{si} = \varepsilon_{si} + \bar{\varepsilon}_{bi} (1 - \psi_{si}), \quad \bar{\varepsilon}_{si} = \frac{\sigma_{si}^m}{E_{si}}, \quad (7)$$

где $\bar{\varepsilon}_{si}, \sigma_{si}^m$ – усредненные деформации и напряжения в арматуре с учетом деформирования бетона.

Деформации $\bar{\varepsilon}_{si}$ тождественны общим деформациям в направлении i ($\bar{\varepsilon}_{si} \equiv \varepsilon_i$).

Угловая деформация малого параллелепипеда, выделенного координатными площадками в осях n, m, l , например, в плоскости nm (γ_{nm}), равна сумме углов

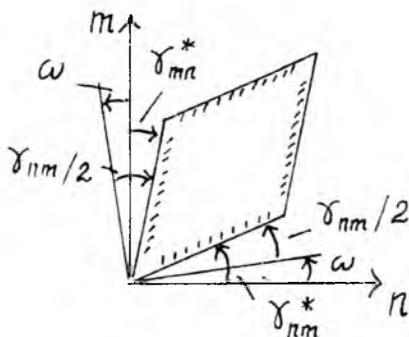


Рис. 3. Угловые перемещения и деформации

поворота отрезков, первоначально параллельных осям n и m , в сторону уменьшения угла между ними

$$\gamma_{nm} = \frac{dv}{dn} + \frac{du}{dm}, \quad (8)$$

где u, v – перемещения в направлении осей n, m соответственно.

При отсутствии поворота параллелепипеда как жесткого целого эти углы равны между собой, равны $\gamma_{nm}/2$ и составляют элементы симметричного тензора деформаций. При наличии поворота параллелепипеда ω полная деформация попержнему равна сумме (8), но равенство слагаемых нарушается. Теперь

$\frac{dv}{dn} = \frac{1}{2}\gamma_{nm} + \omega$, $\frac{du}{dm} = \frac{1}{2}\gamma_{nm} - \omega$ (рис. 3). Эти величины и составляют компоненты γ_{nm}^* и γ_{mn}^* соответственно несимметричного тензора деформаций, который используется при записи физических соотношений для железобетона с трещинами.

При образовании трещин вектор-столбец деформаций

$$\{\dot{\epsilon}^*\} = \{\dot{\epsilon}_n, \dot{\epsilon}_m, \dot{\epsilon}_l, \dot{\gamma}_{nm}, \dot{\gamma}_{ml}, \dot{\gamma}_{ln}, \dot{\gamma}_{mn}, \dot{\gamma}_{lm}, \dot{\gamma}_{nl}\}^T \quad (9)$$

распадается на два: один содержит деформации, связанные с осями, перпендикулярно которым возникли трещины (это деформации арматуры вследствие раскрытия трещин и сдвига их берегов), другой – деформации бетона, связанные с другими осями. При одной трещине это векторы

$$\{\dot{\epsilon}_s^*\} = \{\dot{\epsilon}_{sn}, 0, 0, \dot{\gamma}_{snm}, 0, 0, 0, 0, \dot{\gamma}_{sni}\}^T$$

и

$$\{\dot{\epsilon}_b^*\} = \{0, \dot{\epsilon}_{bm}, \dot{\epsilon}_{bl}, 0, \dot{\gamma}_{bml}, \dot{\gamma}_{bln}, \dot{\gamma}_{bmn}, \dot{\gamma}_{blm}, 0\}^T. \quad (10)$$

Преобразуя компоненты несимметричного тензора при повороте осей координат, можно получить выражения для деформации бетона в направлении арматуры

$$\tilde{\epsilon}_{bi} = (1 - \delta_n) (\epsilon_n n_i^2 + \gamma_{nm} n_i m_i + \gamma_{nl} n_i l_i) +$$

$$+ (1 - \delta_m) (\epsilon_m m_i^2 + \gamma_{mn} m_i n_i + \gamma_{ml} m_i l_i) +$$

$$+ (1 - \delta_l) (\epsilon_l l_i^2 + \gamma_{ln} l_i n_i + \gamma_{lm} l_i m_i) \quad (11)$$

Участвуют только компоненты вектора (10); $\delta_r = 1$, когда перпендикулярно оси r возникла трещина, в противном случае $\delta_r = 0$; $r = n, m, l$.

При образовании трещины арматура выдвигается из ее берегов на величину

$$u_{si} = (\tilde{\epsilon}_{si} - \tilde{\epsilon}_{bi}) \cdot \frac{l_{cr,n}}{2n_i}, \quad (12)$$

где $l_{cr,n}$ – расстояние между трещинами, нормальными оси n .

С учетом равенств (6), (7)

$$u_{si} = \left(\sigma_{si} \cdot \frac{\psi_{si}}{E_{si}} - \tilde{\epsilon}_{bi} \psi_{si} \right) \cdot \frac{l_{cr,n}}{2n_i}. \quad (13)$$

Можно также написать

$$u_{si} = (\epsilon_n n_i + \gamma_{nm} m_i + \gamma_{nl} l_i) \cdot \frac{l_{cr,n}}{2}. \quad (14)$$

Из сравнения получается

$$\sigma_{si} \frac{\psi_{si}}{E_{si}} - \tilde{\epsilon}_{bi} \psi_{si} = \epsilon_n n_i^2 + \gamma_{nm} n_i m_i + \gamma_{nl} n_i l_i.$$

Подстановка сюда равенства (11) для $\tilde{\epsilon}_{bi}$ приводит к выражению для напряжений в арматуре в сечении с трещиной, которое для любой схемы трещин (т.е. для случаев, когда возникла одна трещина, две или три) может быть записано в виде

$$\sigma_{si} = E_{sin} \cdot (\epsilon_n n_i^2 + \gamma_{nm} n_i m_i + \gamma_{nl} n_i l_i) +$$

$$+ E_{sim} \cdot (\epsilon_m m_i^2 + \gamma_{mn} m_i n_i + \gamma_{ml} m_i l_i) +$$

$$+ E_{sil} (\epsilon_l l_i^2 + \gamma_{ln} l_i n_i + \gamma_{lm} l_i m_i) \quad (15)$$

где $E_{sir} = E_{si}$ при отсутствии трещины, нормальной r ;

$$E_{sir} = \frac{E_{si}}{\psi_{si}} \text{ – при наличии трещины.}$$

Для тангенциальных смещений арматуры в трещине можно написать

$$v_{sij} = (\epsilon_n n_j + \gamma_{nm} m_j + \gamma_{nl} l_j) \frac{l_{cr,n}}{2}, \quad j = k(i), e(i) \quad (16)$$

По аналогии с равенством (13), пренебрегая деформациями бетона $\tilde{\epsilon}_{bi}$, устанавливается связь с касательными напряжениями

$$v_{sij} = \tau_{sij} \cdot \frac{\psi_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{l_{cr,n}}{2n_i} \cdot n_{ij},$$

где n_{ij} – отношение податливостей стержней осевым и тангенциальным смещениям.

Из сравнения с формулой (16) получается выражение для касательных напряжений в арматуре в сечении с трещиной, которое для любой схемы трещин может быть записано в виде

$$\begin{aligned} \tau_{sij} = & \frac{E_{si}}{\psi_{si} \cdot n_i} \cdot \left[\delta_n (\epsilon_n n_i n_j + \gamma_{nm} n_i m_j + \gamma_{nl} n_i l_j) + \right. \\ & + \delta_m (\epsilon_m m_i m_j + \gamma_{mn} m_i n_j + \gamma_{ml} m_i l_j) + \\ & \left. + \delta_l (\epsilon_l l_i l_j + \gamma_{ln} l_i n_j + \gamma_{lm} l_i m_j) \right]. \end{aligned} \quad (17)$$

Сравнение выражений (12) и (14) показывает

$$\tilde{\epsilon}_{si} = \tilde{\epsilon}_{bi} + \epsilon_n n_i^2 + \gamma_{nm} n_i m_i + \gamma_{nl} n_i l_i.$$

Подставляя сюда $\tilde{\epsilon}_{bi}$ по формуле (11) и учитывая равенство $\tilde{\sigma}_{si}^m = E_{si} \tilde{\epsilon}_{si}$, получаем выражение для усредненных напряжений в арматуре с учетом деформирования бетона, справедливое для любой схемы трещин

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_{si}^m = & E_{si} [\epsilon_n n_i^2 + \epsilon_m m_i^2 \epsilon_l l_i^2 + \\ & + (\gamma_{nm} + \gamma_{mn}) n_i m_i + \\ & + (\gamma_{ml} + \gamma_{lm}) m_i l_i + (\gamma_{ln} + \gamma_{nl}) l_i n_i]. \end{aligned} \quad (18)$$

Если арматура расположена одним потоком стержней в направлении i с коэффициентом армирования μ_{si} , то грани кубика единичных размеров в осях n, m, l будут пересекаться стержнями общей площадью $\mu_{si} n_i, \mu_{si} m_i, \mu_{si} l_i$. Предположим, возникла одна трещина (нормальная оси "n"). В сечении с трещиной учитываются нормальные и касательные усилия в арматуре

$$\sigma_{sik} \mu_{si} n_i, \tau_{sik(i)} \mu_{si} n_i, \tau_{sie(l)} \mu_{si} n_i.$$

В гранях, нормальных осям m, l , где трещин нет, учитываются только усредненные нормальные усилия в арматуре $\tilde{\sigma}_{si}^m \mu_{si} m_i$ и $\tilde{\sigma}_{si}^m \mu_{si} l_i$.

Проектируя эти усилия на оси n, m, l , получим выражение для приведенных напряжений арматуры, которое для любой схемы трещин может быть записано в виде

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_{srk} = & \delta_r (\sigma_{si} \mu_{si} r_i k_i + \sum_j \tau_{sij} \mu_{si} r_i k_j) + \\ & + (1 - \delta_r) \tilde{\sigma}_{si}^m \mu_{si} r_i k_j, \end{aligned} \quad (19)$$

где $r, k = n, m, l; j = k(i), e(i)$.

Приведенные напряжения арматуры

$$\{\sigma_s^*\} = \{\tilde{\sigma}_{sn}, \tilde{\sigma}_{sm}, \tilde{\sigma}_{sl}, \tilde{\tau}_{snm}, \tilde{\tau}_{sml}, \tilde{\tau}_{sln}, \tilde{\tau}_{snn}\}.$$

$\{\tilde{\tau}_{slm}, \tilde{\tau}_{sni}\}^T$ связаны с общими деформациями (9) соотношением

$$\{\sigma_s^*\} = [d_s^*] \{\epsilon^*\}$$

где $[d_s^*]$ – матрица жесткости элемента по арматуре. Чтобы ее получить, надо в формулу (19) подставить выражения (15, 17, 18).

Бетон деформируется, как ортотропный материал, оси ортотропии которого перпендикулярны главным площадкам, а после возникновения трещин – площадкам трещин. Когда возникает трещина, в направлении нормали к ней бетон из работы выключается.

Исключаются из рассмотрения некоторые компоненты векторов деформаций и напряжений, а в матрице податливости $[C_b^*]$ из выражения

$$\{\epsilon_b^*\} = [C_b^*] \{\sigma_b^*\}$$

удаляются соответствующие строки и столбцы. При одной трещине векторы имеют вид

$$\begin{aligned} \{\epsilon_b^*\} &= \{\epsilon_m, \epsilon_l, \gamma_{ml}, \gamma_{ln}, \gamma_{mn}, \gamma_{lm}\}^T, \\ \{\sigma_b^*\} &= \{\sigma_m, \sigma_l, \tau_{ml}, \tau_{ln}, \tau_{mn}, \tau_{lm}\}^T, \end{aligned}$$

а матрица $[C_b^*]$ будет иметь размер 6×6 . Ее элементы определяются по формулам (4, 5) с учетом повреждаемости блоков бетона трещинами [2]. После обращения матрицы $[C_b^*]$ удаленные строки и столбцы возвращаются с заполнением их элементов нулями. Получается матрица жесткости элемента по бетону $[d_b^*]$ устанавливающая связь напряжений бетона с общими деформациями

$$\{\sigma_b^*\} = [d_b^*] \{\epsilon^*\}$$

Между берегами трещины сохраняются некоторые мостики – связи зацепления. Напряжения в них составляют вектор $\{\sigma_q^*\}$, имеющий отличными от нуля только напряжения, связанные с нормальными к трещинам ($\sigma_{qn}, \tau_{qnm}, \tau_{qnl}$ для первой). Они связаны с общими деформациями с помощью матрицы жесткости элемента по связям зацепления $[d_q^*]$, в которой от нуля отличаются только элементы, стоящие на главной диагонали и связанные с нормальными к трещинам (E_{qn}, E_{qnm}, E_{qnl} для первой – модули зацепления)

$$\{\sigma_q^*\} = [d_q^*] \{\epsilon^*\}. \quad (20)$$

Из условий совместности деформирования арматуры, бетона и связей зацепления можно записать

$$\{\sigma^*\} = [d^*] \{\epsilon^*\},$$

где $[d^*] = [d_s^*] + [d_b^*] + [d_q^*]$ – матрица жесткости железобетона с трещинами в осях n, m, l .

Систему девяти уравнений (20) необходимо свести к шести уравнениям. Используется закон парности касательных напряжений (суммарных) и вводятся сум-

марные углы сдвига $\gamma_{nm} = \gamma_{nm}^* + \gamma_{mn}^*$, $\gamma_{ml} = \gamma_{ml}^* + \gamma_{lm}^*$,

$\gamma_{ln} = \gamma_{ln}^* + \gamma_{nl}^*$. Получается

$$\{\sigma\} = \{\sigma_n, \sigma_m, \sigma_l, \tau_{nm}, \tau_{ml}, \tau_{ln}\}^T,$$

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_n, \varepsilon_m, \varepsilon_l, \gamma_{nm}, \gamma_{ml}, \gamma_{ln}\}^T,$$

$$\{\sigma\} = [d]\{\varepsilon\}$$

Элементы матрицы $[d]$ выражаются через элементы матрицы $[d^*]$. Переходя к системе осей x, y, z , получают матрицу $[d]_x$ для подстановки в (3).

Для армированного слоя с одной трещиной, выделяя малый тетраэдр координатными площадками в осях x, y и наклонной, совпадающей с трещиной (с нормалью n) и рассматривая его равновесие и условия совместности перемещений стержней в трещине

$$u_{sx} = v_{syx}, \quad u_{sy} = v_{sxy},$$

можно определить элементы симметричной матрицы податливости $[C]_x$ в выражении $\{\varepsilon\}_x = [C]_x \{\sigma\}_x$.

$$c_{11} = \frac{1}{k_x} \left\{ \frac{\lambda_x \psi_{sx}}{\mu_{sx} E_{sx}} + (1 - \psi_{sx} \lambda_x) \frac{\cos^2 \alpha}{E_{bl}} \right\}, \quad c_{12} = 0,$$

$$c_{13} = \frac{1}{k_x} \left\{ \frac{\lambda_x \psi_{sx}}{\mu_{sx} E_{sx}} \operatorname{ctg} \alpha + (1 - \psi_{sx} \lambda_x) \frac{(-\sin \alpha) \cos \alpha}{E_{bl}} \right\},$$

$$c_{22} = \frac{1}{k_y} \left\{ \frac{\lambda_y \psi_{sy}}{\mu_{sy} E_{sy}} + (1 - \psi_{sy} \lambda_y) \frac{\sin^2 \alpha}{E_{bl}} \right\},$$

$$c_{23} = \frac{1}{k_y} \left\{ \frac{\lambda_y \psi_{sy}}{\mu_{sy} E_{sy}} \operatorname{tg} \alpha + (1 - \psi_{sy} \lambda_y) \frac{(-\sin \alpha) \cos \alpha}{E_{bl}} \right\},$$

$$c_{33} = \frac{1}{k_x} \left\{ \frac{\lambda_x \psi_{sx}}{\mu_{sx} E_{sx}} \operatorname{ctg}^2 \alpha + \right.$$

$$\left. + \frac{\lambda_x \psi_{sx} (\cos^2 \alpha + \operatorname{ctg}^2 \alpha) + \sin^2 \alpha}{E_{bl}} \right\} +$$

$$+ \frac{1}{k_y} \left\{ \frac{\lambda_y \psi_{sy}}{\mu_{sy} E_{sy}} \operatorname{tg}^2 \alpha + \frac{\lambda_y \psi_{sy} (\sin^2 \alpha + \operatorname{tg}^2 \alpha) + \cos^2 \alpha}{E_{bl}} \right\}.$$

При этом

$$\frac{1}{\lambda_x} = 1 + \theta_x \left[\left(\frac{1}{\theta_y n_{ty}} + E_{qn} \right) \operatorname{ctg}^2 \alpha + E_{qn} \right];$$

$$\frac{1}{\lambda_y} = 1 + \theta_y \left[\left(\frac{1}{\theta_x n_{tx}} + E_{qn} \right) \operatorname{tg}^2 \alpha + E_{qn} \right];$$

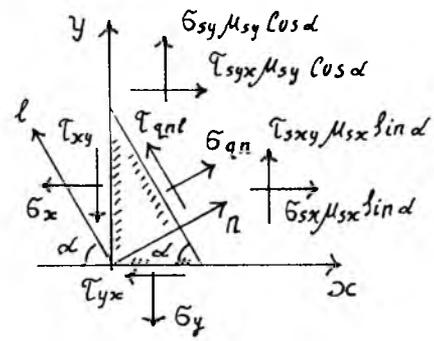


Рис. 4. Напряжения и усилия в арматуре

$$K_x = 1 + (1 - \psi_{sx} \lambda_x) \mu_{sx} E_{sx} \frac{\cos^2 \alpha}{E_{bl}};$$

$$K_y = 1 + (1 - \psi_{sy} \lambda_y) \mu_{sy} E_{sy} \frac{\sin^2 \alpha}{E_{bl}};$$

$$\theta_x = \frac{\psi_{sx}}{E_{sx} \mu_{sx}}; \quad \theta_y = \frac{\psi_{sy}}{E_{sy} \mu_{sy}}$$

Для армированного слоя с двумя трещинами аналогично получается

$$c_{11} = \beta_x^{(n)} + \beta_x^{(l)}, \quad c_{13} = \beta_x^{(n)} \operatorname{ctg} \alpha - \beta_x^{(l)} \operatorname{tg} \alpha,$$

$$c_{22} = \beta_y^{(n)} + \beta_y^{(l)}, \quad c_{23} = \beta_y^{(n)} \operatorname{tg} \alpha - \beta_y^{(l)} \operatorname{ctg} \alpha,$$

$$c_{33} = (\beta_x^{(n)} + \beta_y^{(l)}) \operatorname{ctg}^2 \alpha + (\beta_x^{(l)} + \beta_y^{(n)}) \operatorname{tg}^2 \alpha.$$

При этом

$$\beta_x = \lambda_x \theta_x; \quad \beta_y = \lambda_y \theta_y;$$

$$\frac{1}{\lambda_x^{(n)}} = 1 + \theta_x^{(n)} \left[\frac{\operatorname{ctg}^2 \alpha}{(\theta_y n_{ty})^{(n)}} + \frac{E_{qn}}{\sin^2 \alpha} \right];$$

$$\frac{1}{\lambda_x^{(l)}} = 1 + \theta_x^{(l)} \left[\frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{(\theta_y n_{ty})^{(l)}} + \frac{E_{ql}}{\cos^2 \alpha} \right];$$

$$\frac{1}{\lambda_y^{(n)}} = 1 + \theta_y^{(n)} \left[\frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{(\theta_x n_{tx})^{(n)}} + \frac{E_n}{\cos^2 \alpha} \right];$$

$$\frac{1}{\lambda_y^{(l)}} = 1 + \theta_y^{(l)} \left[\frac{\operatorname{ctg}^2 \alpha}{(\theta_x n_{tx})^{(l)}} + \frac{E_{ql}}{\sin^2 \alpha} \right];$$

Здесь упрощенно принято $E_{qnl} = E_{qn}$, $E_{qln} = E_{ql}$. Величины с верхними индексами (n) или (l) относятся к трещинам с нормалью l или l соответственно. Определение экспериментальных величин Ψ_{sij} , E_{sij} , n_{ij} ($i = x, y$), E_{bl} , E_{qn} , E_{ql} можно взять в монографии [2].

Библиографический список

1. Безухов Н.И. Теория упругости и пластичности. М., 1953. – 420 с.
2. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
3. Карпенко Н.И. Об одной характерной функции прочнос-

ти бетонов при трехосном сжатии // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – № 2. – С. 33 – 36.

4. Карпенко Н.И. К построению условия прочности бетонов при неодносных напряженных состояниях // Бетон и железобетон. – 1985. – № 10. – С. 35 – 37.

5. Карпенко Н.И. К выводу физических соотношений для элементов с трещинами, работающих в условиях объемного напряженного состояния // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. М., 1979. – С. 5 – 44.

6. Карпенко Н.И. К построению теории расчета массивных железобетонных конструкций с учетом трещинообразования // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – № 2. – С. 28 – 35.

7. Мурашев В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона. М.: Машстройиздат, 1950.

Ил. Т. МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Казанский государственный архитектурно-строительный ун-т)

Модель усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов с большим пролетом среза

Усталостные испытания железобетонных балок при $c_0 = 3h_0$, где c_0 – расстояние между осью опоры и грузом, позволяют выдвинуть следующую гипотезу образования и развития критической наклонной трещины и разработать модель усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при многократно повторяющихся нагружениях. Задолго до образования нормальных и наклонных трещин в глубине пролета среза, тем более до формирования и развития критической наклонной трещины, в нормальном сечении в конце пролета среза образуется нормальная трещина. К моменту образования остальных трещин в зоне действия поперечных сил эта нормальная трещина развивается на большую высоту, и растянутая зона практически исключается из работы; эпюра напряжений $\sigma_x^{max}(t)$ искривляется (см. рисунок), увеличивается полнота эпюры ω_σ и начинает образовываться пластический участок в верхней части эпюры; уменьшение высоты нетрещиновой части бетона в этом нормальном сечении с

трещиной приводит к увеличению полноты эпюры ω_τ касательных напряжений и к резкому увеличению максимального значения касательных напряжений $\tau_{xy}^{max}(t)$. Поэтому в пределах пластического участка сжатой зоны X_{pl} резко увеличивается равнодействующая N_{bR}^{max} нормальных $N_{b1}^{max} = \int_{A_{pl}} \sigma_x^{max}(t) \cdot dA$ и ка-

сательных $Q_{b1}^{max} = \int_{A_{pl}} \tau_{xy}^{max}(t) \cdot dA$ усилий, где A_{pl} –

площадь пластического участка сжатой зоны в нормальном сечении с трещиной в конце пролета среза.

Под воздействием усилия N_{bR}^{max} в сжатой зоне, действующего в пределах ограниченной грузовой площадки $X_{pl}/\cos\gamma$, в направлении его действия возникает наклонный сжимающий силовой поток. Характер распределения напряжений внутри этого потока такой же, как при смятии. Как известно, при смятии, как и при местном сжатии, под грузовой площадкой небольшой

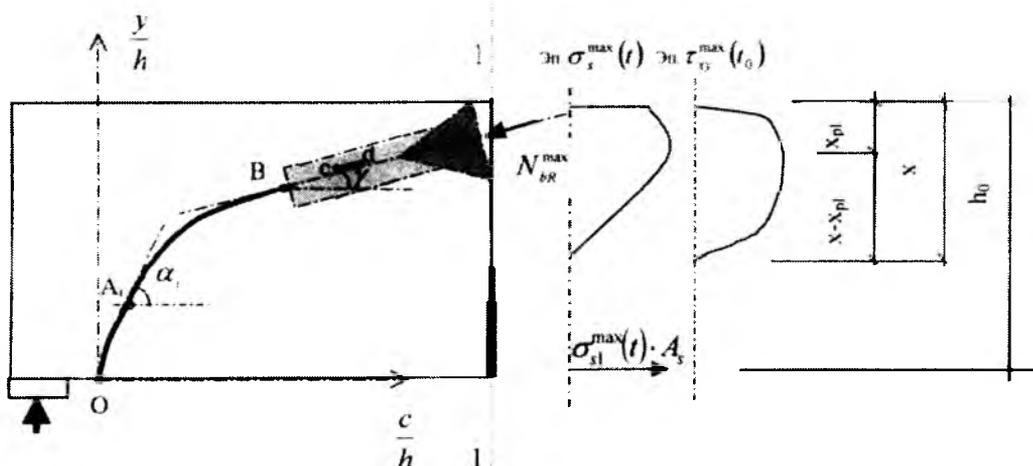


Схема развития критической наклонной трещины и распределение начальных напряжений в нормальном сечении I-I, проходящем через нормальную трещину в конце пролета среза

ширины образуется клин уплотнения, который находится в условиях двухосного сжатия. Под воздействием клина уплотнения в средней части сжимающего силового потока возникает плоское напряженное состояние "растяжение-сжатие". При циклическом нагружении, еще до образования критической наклонной трещины, внутри наклонного сжимающего силового потока от микропор в теле бетона или усадочных микротрещин по линии действия главных растягивающих напряжений зарождаются и развиваются усталостные микротрещины отрыва, а затем они объединяются в макротрещину отрыва cd под углом γ к продольной оси элемента (см. рисунок). При увеличении уровня нагрузки при первом нагружении или увеличении количества циклов нагружений происходит появление и развитие других трещин в глубине пролета среза. В приопорной зоне в бетоне возникают нормальные $\sigma_x^{\max}(t)$, $\sigma_y^{\max}(t)$ и касательные $\tau_{xy}^{\max}(t)$ напряжения. Поэтому в растянутой зоне приопорной зоны за критерий образования трещины принимается достижение главными растягивающими напряжениями предела прочности бетона при первом кратковременном нагружении или его усталостной прочности, если она образуется после определенного количества циклов нагружения.

В изгибаемых элементах с большим пролетом срез отношение главных сжимающих напряжений к главным растягивающим напряжениям по длине траектории главных сжимающих напряжений увеличивается от 0 на растянутой грани до (1-8,5) на высоте (0,5-0,6)h. Поэтому при увеличении уровня нагрузки при первом нагружении или увеличении количества циклов нагружения в зоне действия поперечных сил вначале образуются нормальные трещины, а затем, они искривляясь по траектории главных сжимающих напряжений, превращаются в наклонные трещины (участок OA_1B на рисунке). Траектории главных сжимающих напряжений с удовлетворительной точностью можно описать уравнением

$$\frac{y}{h} = \frac{a}{b + \frac{h}{c}} \quad (1)$$

Если в (1) принимать $a = 8$ и $b = 10$, получается выражение, рассчитанное в [1] для описания траектории главных сжимающих напряжений, а следовательно, и трещин в приопорной зоне при статическом нагружении, которое хорошо согласуется с экспериментальными данными.

При увеличении количества циклов нагружения одна из таких наклонных трещин начинает развиваться более интенсивно, чем остальные, и становится критической. После вхождения в сжатую зону, если следовать по траектории главных сжимающих напряжений, главные растягивающие напряжения уменьшаются, а главные сжимающие напряжения – наоборот, увеличиваются. Учитывая, что в пределах начального участка OA_1B развитие наклонной трещины происходит при достижении главными растягивающими напряжениями предела прочности бетона или его усталости при растяжении, уровня σ_{mt} на высоте около 0,6h уже не хватает, а уровня σ_{mc} еще не хватает для дальнейшего продвижения наклонной трещины в направлении кон-

ца пролета среза. Поэтому нужно искать другую причину дальнейшего развития критической наклонной трещины.

Причиной превращения одной из наклонных трещин в критическую, дальнейшего ее развития и более интенсивного ее раскрытия по сравнению с остальными наклонными трещинами, а также резкого увеличения напряжений $\sigma_s^{\max}(t)$ в продольной арматуре в месте пересечения с критической наклонной трещиной (выравнивание усилий) является наклонный сжимающий силовой поток, образованный ранее от действия равнодействующей N_{bR}^{\max} усилий в сжатой зоне. Это можно объяснить тем, что, согласно [2], наиболее характерной особенностью развития трещин нормального отрыва, развивающихся вдоль линии действия сжимающих усилий, является стремление любой, даже первоначально наклонной к линии действия сжимающего усилия, трещины выравнивать свою траекторию в направлении сжатия, т.е. критической становится та наклонная трещина, которая попадает в зону влияния наклонного сжимающего силового потока.

Таким образом, критическая наклонная трещина в растянутой зоне развивается по траектории, описываемой уравнением (1), в котором a и b определяются исходя из граничных условий. При этом угол наклона $\alpha_i \neq const$ и меняется в каждой следующей точке. Далее, попадая под влияние наклонного сжимающего силового потока, критическая наклонная трещина продолжает развиваться также под углом $\gamma = const$ к продольной оси изгибаемого элемента, как и макротрещина отрыва cd внутри наклонного сжимающего силового потока.

В наклонном сжимающем силовом потоке, как отмечалось выше, еще до образования наклонных трещин в зоне действия поперечных сил, развиваются микротрещины, которые с увеличением количества циклов нагружения объединяются в макротрещину отрыва cd вдоль оси силового потока, т.е. под углом γ . В изгибаемых элементах без поперечной арматуры, когда длина этой макротрещины отрыва $l(t)$ достигает критической величины, происходит динамическое развитие макротрещины отрыва в наклонном сжимающем силовом потоке. Поэтому в элементах без поперечной арматуры критерием разрушения по сжатой зоне можно принимать достижение макротрещиной отрыва в сжатой зоне (с углом наклона γ) критической длины, т.е. $l(t) = l_{cr}$. При соблюдении этого условия происходит ее неустойчивое, динамическое развитие и слияние с критической наклонной трещиной OA_1B и следует мгновенное разрушение. Учитывая, что развитие микротрещин и объединение их в макротрещину происходит в сжатой полосе, образующейся под влиянием N_{bR}^{\max} , объективную усталостную прочность сжатой зоны наклонного сечения в элементах без поперечной арматуры в зависимости от длины макротрещины отрыва $l(t)$ можно представить в виде

$$R_b(t) = \frac{1,5K_{ICf}}{\sqrt{\pi \cdot l(t) \cdot Y_I(l) \cdot \lambda \cdot \xi_1 \cdot \sin 2\varphi}} + \frac{2K_{IIc}f}{\sqrt{\pi \cdot l(t) \cdot Y_{II}(l) \cdot \sin 2\varphi \cdot \cos^2 \varphi}} \quad (2)$$

где K_{Icf} , K_{IIcf} – критические коэффициенты интенсивности напряжений при циклическом нагружении для трещин I и II типов в рассматриваемый момент времени t ; $I_I(t)$, $I_{II}(t)$ – текущие длины трещин I и II типов; $Y_I(l)$, $Y_{II}(l)$ – функции, учитывающие геометрические формы образца и схему нагружения; φ – угол внутреннего трения бетона; ξ_1 ; λ – высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной в конце пролета среза и коэффициент пластичности бетона.

В элементах с поперечной арматурой ее наличие отражается на характере развития макротрещины отрыва в сжатой зоне, а следовательно, и на величине объективной прочности, так как стержни, пересекающие макротрещину отрыва в сжатой зоне, оказывают сдерживающее влияние на ее развитие. В элементах с поперечной арматурой ее влияние учитываем заменой K_{Icf} в (2) на $K_{Icf} + K_{IS}$, где K_{IS} – коэффициент интенсивности напряжений, характеризующий сдерживающее влияние арматуры на развитие трещины, т.е. коэффициент, учитывающий влияние усилий в поперечной арматуре на интенсивность напряжений в вершине трещины. Поэтому в элементах с поперечной арматурой развитие макротрещины в сжатой зоне происходит плавно, и в процессе циклического нагружения она сливается с начальным участком критической наклонной трещины OA, B (см. рисунок).

В элементах без поперечной арматуры разрушение может произойти также из-за усталостного разрыва продольной арматуры в месте пересечения с критической наклонной трещиной под совместным действием нормальных $\sigma_s^{\max}(t)$ и касательных $\tau_s^{\max}(t)$ напряжений. Основным очагом усталостного разрушения продольной арматуры можно считать ее периодический профиль, который является мощным концентратором напряжений. На стадии зарождения усталостной трещины происходит интенсивное пластическое деформирование металла в местах концентрации напряжений, и когда исчерпывается пластический ресурс металла, в указанных местах образуются микротрещины. Затем микротрещина за определенное количество циклов нагружения развивается до размеров макротрещины. С увеличением длины усталостной трещины объективная (остаточная) усталостная прочность продольной арматуры уменьшается, и это уменьшение происходит пропорционально величине $t^{-0,5}(t)$. Поэтому объективную усталостную прочность продольной арматуры в месте пересечения с критической наклонной трещиной можно представить в виде

$$R_{SQ}(t) = \frac{\sigma_{sc} \cdot K_{cf}(t)}{\sqrt{(Y(l) \cdot \sigma_{sc})^2 \cdot I(t) + K_{cf}^2(t)}} \quad (3)$$

$$\sigma_{sc} = \frac{\sigma_s^{\max}(t) \cdot \sigma_{su}}{\left[1 + \exp\left(-2 \frac{E_s \cdot \epsilon_{pl}}{\sigma_{su}}\right) \right] \cdot \sqrt{\left(\sigma_s^{\max}(t)\right)^2 + 3\left(\tau_s^{\max}(t)\right)^2}} \quad (4)$$

где $K_{cf}(t)$ – критический коэффициент интенсивности напряжений в продольной арматуре при циклическом нагружении.

В элементах с поперечной арматурой после образования критической наклонной трещины весь прирост поперечной силы воспринимается хомутами, поэтому нагельные силы Q_s^{\max} в продольной арматуре незначительны и их можно принимать равными нулю. Уста-

лостную прочность продольной арматуры в месте пересечения с критической наклонной трещиной определяем по (3), но в этом случае в (4) принимаем

$\tau_s^{\max}(t) \approx 0$. В поперечной арматуре нагельные силы незначительны, и она работает на осевое растяжение. Усталостную прочность поперечной арматуры в сечении с критической наклонной трещиной определяем также по (3), приняв в ней $\tau_w^{\max}(t) \approx 0$ и заменив индекс “s” на “w”.

Другой возможной формой разрушения по растянутой зоне наклонного сечения является усталость сцепления между продольной арматурой и бетоном, а в результате, нарушение анкеровки продольной арматуры за критической наклонной трещиной. После образования последней под воздействием усилия $\sigma_s^{\max}(t) \cdot A_s$ в продольной арматуре в месте пересечения с критической наклонной трещиной происходит ее выдергивание из бетона. При этом опорную зону изгибаемого элемента за наклонной трещиной можно рассматривать как половину кососимметрично нагруженного элемента.

Согласно [3], при увеличении нагрузки на заделку в определенный момент под выступами арматуры образуется система внутренних трещин с шагом, близким к шагу выступов S_r . После появления системы несквозных трещин контактная зона разбивается на независимо работающие участки. Согласно [4], приращение перемещений данного выступа после возникновения внутренних несквозных трещин зависит не от того, как нагружены остальные выступы арматуры, а лишь от величины нагрузки, приходящейся на данный выступ. В связи с этим усталостную прочность анкеровки необходимо соотносить с образованием внутренних несквозных трещин. Образование этих конусообразных трещин связано с работой бетона под выступами арматуры на смятие. Поэтому объективную усталостную прочность бетона под выступами, а следовательно и силы зацепления выступов арматуры о бетон, нужно определять как функцию длины конусообразных трещин $l_j(t)$, которая постоянно растет с увеличением числа циклов нагружения. С учетом этого объективную усталостную прочность анкеровки после приложения N циклов нагружения представим в виде:

для вертикальных выступов

$$R_{an}(t) = \frac{8K_{cf} \cdot S_r \cdot l_{an} \cdot ctg\varphi}{\sqrt{\pi \cdot l(t) \cdot d^2 \cdot \sin\varphi_k}} (d + 2c_r + s_r \cos\varphi_k) \quad (6)$$

для наклонных выступов

$$R_{an}(t) = \frac{8K_{cf} \cdot c_r \cdot (d + c_r) \cdot A_t \cdot l_{an} \cdot ctg\varphi}{\sqrt{\pi \cdot l(t) \cdot d^2 \cdot A_c \cdot \sin\alpha_r \cdot \sin^2\varphi_k}} \quad (7)$$

Библиографический список

1. Климов Ю.А. Теория и расчет прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов при действии поперечных сил // Дисс... докт. техн. наук. Киев, 1992. -502с.
2. Митченко С.В., Степков В.М. Кинетика развития трещин отрыва вдоль линии сжатия // Проблемы прочности. –1987.- №11.-С.22-25.
3. Goto I. Crack formed in concrete around deformed tension bars. – ACI Journal, 1971, v.68, №4.
4. Холмянский М.М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность. – М.: Стройиздат. –1997.

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

ПРЕДЛАГАЕТ

ВОДОДИСПЕРСНЫЕ ПЛЁНКООБРАЗУЮЩИЕ СОСТАВЫ (ВПС-Д)

ДЛЯ УХОДА ЗА БЕТОНОМ

Составы **ВПС-Д** на основе парафинов разработаны ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ, СОЮЗДОРНИИ и НПО «СИНТЕЗ ПАВ» при участии АО «ЦЕНТРОДОРСТРОЙ», НИИЖБ, «АЗРОПРОЕКТ», АО «МОСТОЖЕЛЕЗОБЕТОНКОНСТРУКЦИЯ» и др. организаций. Применяются при температурах выше +3°C, образуют за 1...8ч бесцветное или белоснежное паронепроницаемое покрытие. При квалифицированном применении удовлетворяют требованиям американских (ASTM C156, ASTM C309) и британских (BS 8110, BS 7542) стандартов. Рекомендованы Научно-техническим Управлением КОРПОРАЦИИ «ТРАНССТРОЙ» к широкому применению.

НАЗНАЧЕНИЕ

- ♦ Уход за монолитным бетоном автодорог, аэродромов, облицовок каналов, туннелей, мостов, конструкций зданий
- ♦ Защита от обезвоживания сборного железобетона при тепловой обработке, безобогревном твердении, после пропаривания
- ♦ Изготовление морозостойких ($F \geq 600$) сборных дорожных конструкций и коррозионностойких железобетонных труб

СПОСОБ ПРИМЕНЕНИЯ

- ♦ Распыляются на свежвуложенный бетон после отделки его поверхности
- ♦ Наносятся распылением, валиком или кистью на твердеющий бетон сразу после распалубки
- ♦ Наносятся на открытую поверхность пропаренного бетона сразу после извлечения изделия из камеры.
- ♦ Рекомендуемый расход (P) 100...500 г/м² с учётом содержания в составах нелетучих веществ ($M_{нл}$) и условий твердения бетона

ПРЕИМУЩЕСТВА

- ♦ Готовые к употреблению светлые нерасслаивающиеся жидкости с условной вязкостью от 15 до 30 с
- ♦ Экологически чистые (заключение НИИ гигиены им. Ф.Ф.Эрисмана №03/ПМ-75 от 09.06.93г.), не горючие, взрывобезопасные
- ♦ Снижают водопотери (ΔW) защищённого бетона до 0,001...0,051 г/см² при допустимых водопотерях менее 0,055 г/см²
- ♦ Предотвращают испарительное охлаждение бетона, гидрофобизируют и кольматируют его поверхность. Создают благоприятные условия для гидратации цемента даже в поверхностном слое бетона и препятствуют образованию трещин.
- ♦ Обеспечивают проектные показатели бетона по прочности и морозостойкости, снижают его водопоглощение (W_n), проницаемость и усадку. Сравнительные показатели бетона после 450 циклов испытания на морозостойкость по второму методу ГОСТ 10060.2-95 (см. таблицу)
- ♦ Обеспечивают экономию энергоресурсов, цемента и сокращение режима тепловой обработки бетона

Состав	$M_{нл}$, %	P , г/м ²	ΔW , г/см ²	W_n , мас. %	Δm^* , %
ВПС-Д	35	200	0,012	0,8	—
ВПС-Д	35	300	0,005	0,5	+0,3
ВПС-Д	25	300	0,030	1,0	+0,2
ВПС-Д	15	500	0,051	1,6	—
Помароль (Литва)	30	300	0,039	3,2	+0,5
Сопигр WB (Ирландия)	32	300	0,027	2,8	-5,1
Бетон без ухода	—	—	0,290	3,9	разрушился

Примечание: *) изменение массы бетона при испытании

ХРАНЕНИЕ

- ♦ Гарантийный срок хранения в закрытой таре 1 год. Летние рецептуры не подлежат замораживанию.

ВПС-Д ПРИМЕНЯЛИ

- ♦ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ **взлётно-посадочных полос** в аэропортах Домодедово, Шереметьево, Пулково, Борисполь (Киев), Кольцово (Екатеринбург), Челябинск, Братск, Сочи, Сыктывкар, Николаевск-на-Амуре, Элиста. **Кубинка; автодорог** в Сочи, МКАД-Кашира, МКАД; **мостов** в Воронеже, Ростове-на-Дону, Москве, Липецке; **портовых контейнерных площадок** в Санкт-Петербурге; **инженерных железобетонных сооружений** в «Москва-Сити»
- ♦ ПРИ ВОЗДУШНО-СУХОЙ, КОНДУКТИВНОЙ (В ТЕРМОФОРМАХ), ЭЛЕКТРОИНДУКЦИОННОЙ, ЭЛЕКТРО- И ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (см. Бетон и железобетон. 1998. - №2. - с.10)

ГАРАНТИИ КАЧЕСТВА

- ♦ **ВПС-Д** ($M_{нл}$ 15...25 %) выпускаются опытно-промышленными партиями (г.Шебекино) по ТУ 21-33-119-92 и ТУ 2241-166-00284807-96 с аттестационным испытанием каждой партии во ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ и СОЮЗДОРНИИ

ПОСТАВКА

- ♦ Автомобильным и железнодорожным транспортом в цистернах и бочках. Срок поставки 12...15 рабочих дней после оплаты заказа

ОБРАЩАТЬСЯ: 115573 Г. МОСКВА, ОРЕХОВЫЙ БУЛЬВАР, Д.37-1 ОФ.15 ТЕЛ.393-85-38,

396-09-05, 8-916-742-00-89 E-MAIL: TENNONIM2003@RAMBLER.RU

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие). М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В представляемой книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Уделено большое внимание формированию гражданской и городской архитектуры различных стран и регионов, объемно-планировочным решениям и конструкциям, условиям

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. Научное издание. – М.: Стройиздат, 2004 – 144 с. с иллюстрациями.

Впервые в отечественной практике выпущена книга по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены основы проектирования и технология усиления железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон.

Изложены основные преимущества применения композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций по сравнению с другими способами усиления. Даны базовые положения по проектированию усиления изгибаемых же-

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: Учебн. пособие. – Тверь: Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 398 с.: 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной области учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рассматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен системный подход к гидроизоляции, основанный на решении задач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания системы гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выпол-

и технологии строительства, а также эксплуатации сооружений, общим подходам, выработанным производителями работ при освоении подземного пространства. Изложены общие концепции возведения и использования сооружений, становления и развития их архитектурных форм. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

лестобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Приведена технология усиления различных железобетонных конструкций. Освещены вопросы качества, требования к исходным материалам и условиям проведения работ, а также даны рекомендации по мониторингу усиливаемых конструкций.

Проанализирован зарубежный и отечественный опыт работы по усилению элементов различных сооружений композиционными материалами, в том числе накопленный авторами. Даны примеры усиления различных железобетонных сооружений.

Книга предназначена для специалистов в области проектирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных сооружений.

нению гидроизоляционных работ подземных и заглубленных объектов строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ в различных сооружениях. Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, позволяющими наглядно представить решение различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области строительства и ремонта огромного числа крупных подземных сооружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта зданий и сооружений.

По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО «Триада-Холдинг»:

123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2.

Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10; E-mail: trhold@comail.ru

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

Подписано в печать 05.04.06. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 387

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

E-mail: magbeton@rambler.ru; <http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. 692-6205, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9

109033, Москва, Волочаевская ул., д.40



Фирма «Триада-Холдинг» в течение 15 лет успешно работает на рынке лабораторного оборудования для испытания строительных материалов и изделий и является эксклюзивным поставщиком высококачественных профессиональных приборов немецкой фирмы «Form-Test».

Фирма предлагает широкий спектр установок для определения физических, механических и технологических свойств бетонных и растворяемых смесей, бетонов, строительных растворов, вяжущих и других строительных материалов.

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ



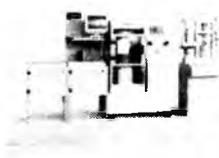
MEGA 20-200-10 DM 1-S

Комбинированная установка с автоматическим управлением для испытания на сжатие/изгиб бетонных образцов



ALPHA 3-3000 S

Установка для испытания бетонных образцов на сжатие. Автоматическое управление, цифровой дисплей



Комбинированная установка для испытания на сжатие/изгиб бетонных и цементных образцов



UPB 86/200

Универсальный испытательный блок для проведения и демонстрации различных видов испытаний строительных материалов (бетона, цемента, древесины, стали)



UPB 93/160

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН



Объем 8 л

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА



Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров 150 и 200 мм



УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ



Для образцов размерами 40x40x160 мм, с индикатором часового типа, возможностью вывода данных на принтер



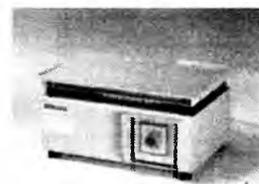
ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ



Круг истирания Беме, размеры 890x760x890мм, масса 500 кг; 3/380 В



размеры 350x350 мм; масса 23 кг; 3000 об/мин., ножной выключатель



размеры 330x520 мм; масса 34 кг; 9000 об/мин., Таймер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНОЙ ГУСТОТЫ И СРОКОВ СХВАТЫВАНИЯ ЦЕМЕНТНОГО И ГИПСОВОГО ТЕСТА



Прибор Вика с иглой и лестиком
 $D_{игла} = 1,13 \text{ мм}$
 $D_{лестик} = 10 \text{ мм}$



Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений



Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса



Стандартный конус D 100/200 мм, высотой 300 мм



Измеритель жесткости (вискозиметр), масса 96 кг; 220В/50 Гц

УСТАНОВКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДОБУКЛАДЫВАЕМОСТИ БЕТОННОЙ СМЕСИ



Триада-Холдинг

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.
Тел. (495) 234-16-10, 946-32-76, 946-33-92 Факс (495) 234-38-84
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru



СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО СКБ СТРОЙПРИБОР ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ
на изготовление средств
измерений №000110-ИР

Индекс 70050

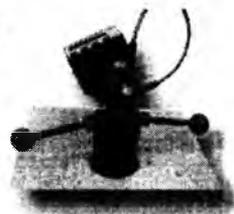
ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01 / ИПС-МГ4.03

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Оснащены функциями ввода коэффициента совпадения K_c , типа контролируемого изделия, вычисления класса бетона В. Диапазон 3...100 МПа

ПОС-2МГ4П

Измеритель прочности ячеистых бетонов методом вырыва спирального анкера. Предусмотрена возможность корректировки результатов испытаний в зависимости от влажности бетона. Диапазон 0,5...8 МПа



ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

Измерители прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

Измерители прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа



ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-40(60)МГ4

Измерители силы натяжения высокопрочной арматуры классов Вр-II (В-II), К-7 методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3...5 (6...9) мм

ЗИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3...32 мм. Длина 3...18 м



ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 "100/250"

Измерители теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 пятиканальный с режимом самописца (до 15 суток). Диапазон измерения: плотности тепловых потоков 5...999 Вт/м², температуры -30...+100°C



ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ-МГ4.01, ТЦЗ-МГ4.01

ТГЦ-МГ4.01 измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 24 часов). Диапазон измерения влажности 0...99%, температуры -20...+85°C.
ТЦЗ-МГ4.01 термометр цифровой зондовый одно- и двухканальный с режимом самописца (до 15 суток) диапазон 30...+250°C

Влагомер-МГ4

МГ4Д - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588.
МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 21718, 16588.
МГ4З зонд - измеритель влажности сыпучих материалов.
МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы. Диапазон измерения влажности 1...60%



ИПА-МГ4.01

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ЖБ конструкциях по ГОСТ 22904. Диапазон измерения защитного слоя 3...150 мм при диаметре стержней 3...40 мм

ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28089, 28574. Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН



Анемометр ИСП-МГ4.01

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры с режимами самописца (до 24 часов) и вычисления расхода воздуха в вентиляционных системах. Диапазоны измерения: скорости потока 0,4...30 м/с, температуры -20...+100°C

Вибротест - МГ4+

Измеритель виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов с режимом самописца (до 25 часов). Диапазон измерения: частоты 2...1000 Гц, амплитуды 0,01...20 мм



Приборы сертифицированы, имеют автономное питание, энергонезависимую память результатов измерений, связь с ПК.

454084 г. Челябинск, а/я 8538, ул. Калинина 11-Г офис 5. тел/факс (351) 790-16-13, 790-16-85, в Москве (095) 964-95-63, 220-38-58 e-mail stroypribor@chel.surnet.ru http://www.stroypribor.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 2006. № 2. 1-32