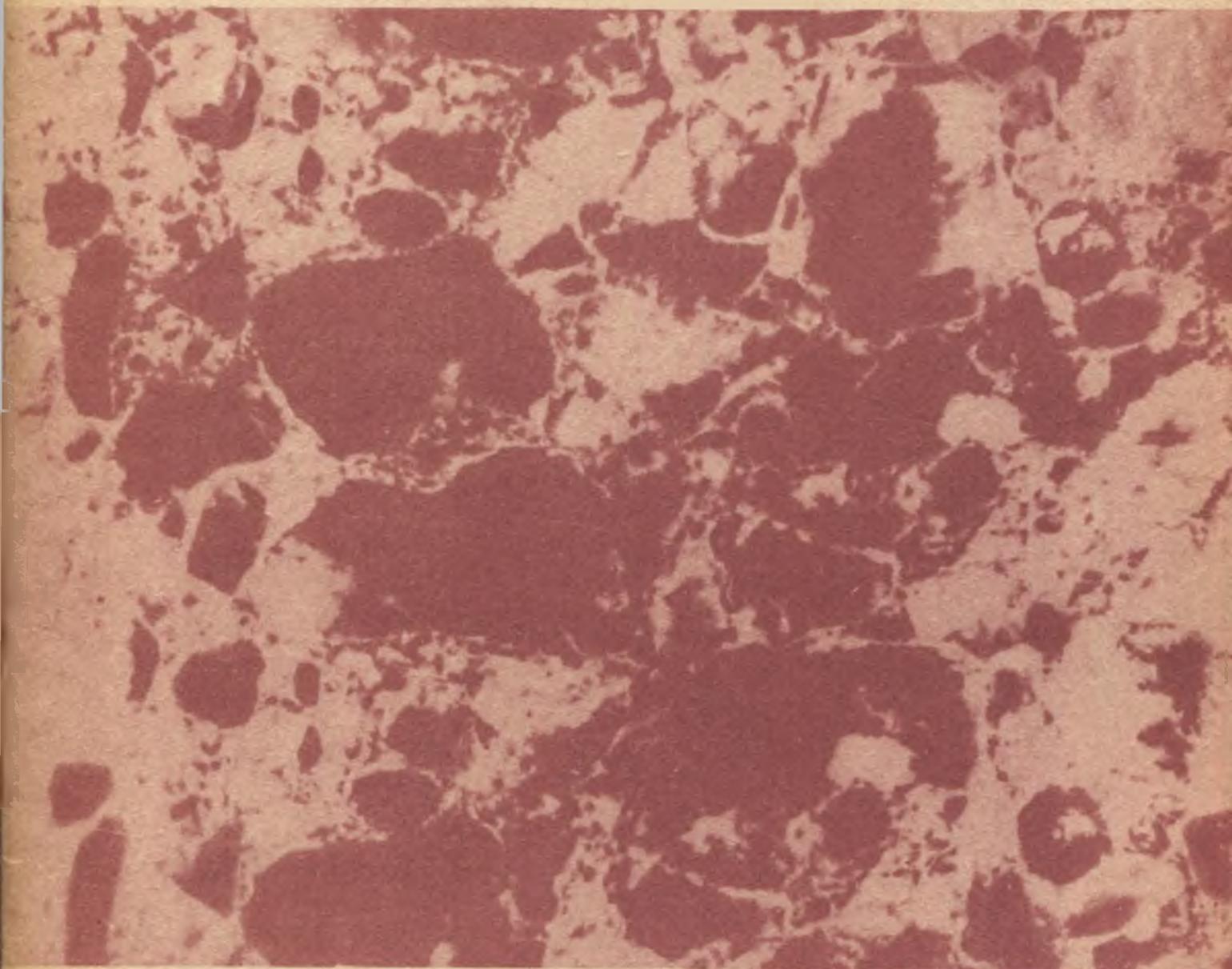


ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

2

1992



# ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИЕ ТЕХНОЛОГИИ

## Тепловая обработка изделий с термомеханическим воздействием на бетонную смесь

Технология основана на применении теплого бетона. Эффект энергосбережения и интенсификации производства достигается за счет ускоренного разогрева и уплотнения бетонной смеси, уложенной в формы, или непосредственно перед загрузкой форм.

Технология тепловой обработки применима при изготовлении изделий сборного железобетона широкой номенклатуры:

плит, панелей, фундаментных блоков, свай, шпал, труб (разогрев и уплотнение смеси в форме);

изделий кассетного производства, блоков, колонн и других массивных изделий (разогрев смеси непосредственно перед укладкой в формы).

Технология позволяет сократить удельную энергоемкость производства в 2...3 раза, повысить коэффициент полезного использования энергии до 0,75...0,85. Скорость твердения бетона возрастает в 1,5...2 раза по сравнению с традиционным паропрогревом, что увеличивает оборачиваемость форм.

### ВНИИжелезобетон предлагает:

- технологический регламент, рекомендации
- проектную конструкторскую документацию
- оборудование для ускоренного разогрева бетонной смеси и инструктивный материал
- техническую помощь при испытании и внедрении новой технологии



Заказы просим направлять по адресу:  
111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон.  
Тел. 176-29-42.

### СОДЕРЖАНИЕ

#### Бетоны

*Григорьев А. Б., Попов К. Н., Фиговский О. Л.* Бетон для мозаичных покрытий полов 2

*Вайнштейн М. З.* Керамзитобетоны на предварительно пропитанном раствором СДО керамзитовом гравии 4

#### Строительное производство

*Крылов Б. А., Ли А. И.* О воздействии электрического тока на твердение бетонов 7

#### В помощь проектировщику

*Краковский М. Б., Долганов А. И.* Надежность нормальных сечений внецентренно сжатых прямоугольных железобетонных элементов 9

*Додонов М. И., Кунижев В. Х., Хормиз Н. Д.* Прогибы плит перекрытий по стальным профилированным настилам при локальных нагрузках 11

*Байков В. А., Кириллов А. И.* Расчет деформаций форм для изготовления железобетонных изделий 13

*Колчунов В. И., Залесов А. С.* Нормирование контрольной испытательной нагрузки при проверке прочности железобетонных конструкций 15

*Эль Луз А., Русинов И. А.* Шаг поперечного армирования в сжатых элементах 16

#### В помощь строительным лабораториям

*Кикава О. Ш.*, Определение прочности бетона прибором ПБ 19

*Власов В. К.* Новый прибор для оценки удобоукладываемости бетонной смеси 21

#### Теория

*Школьник И. Э., Ягунд Г. К., Рыков Г. В.* Диагностика динамических характеристик бетонов по результатам статических испытаний и неразрушающего контроля 23

#### Долговечность

*Иванов Ф. М., Дрозд Г. Я.* О сроках службы железобетонных коллекторов 25

#### Использование промышленных отходов

*Плетнев В. П., Смаилов К. З., Абдушуров Ф. Б., Легновский И. М.* Бетоны на основе электротермофосфорного шлака 27

#### Библиография

*Бруссер М. И.* Цементы и их свойства в бетоне 29



А. Б. ГРИГОРЬЕВ, инж. (Мосотделстрой № 5); К. Н. ПОПОВ, канд. техн. наук (МИСИ); О. Л. ФИГОВСКИЙ, канд. техн. наук (ВМНИИК)

## Бетон для мозаичных покрытий полов

Для покрытий полов промышленных и общественных зданий в настоящее время довольно часто используют полимерцементные бетоны на основе водных дисперсий полимеров: поливинилацетатной дисперсии (ПВАД) или дивинилстирольного латекса СКС-65 при содержании 15 % полимера (П/Ц=0,15) с заполнителями из плотных горных пород (обычно, мрамора). Такие бетоны, характеризуясь высокими эксплуатационными свойствами, имеют существенные недостатки, главными из которых являются высокая усадка при твердении, приводящая к трещинообразованию, и недостаточная водостойкость.

Обследование полимерцементных полов показало, что образование трещин начинается обычно через 4...6 мес после укладки, т. е. во время эксплуатации здания. В трещины попадают вода и другие агрессивные жидкости, эксплуатация растрескавшегося пола вызывает развитие трещин, отслоение бетонного покрытия от основания и разрушение покрытия.

Повысить трещиностойкость бетона можно применением пористых заполнителей, модификацией цементного камня полимерами и некоторыми другими приемами. Традиционные пористые заполнители снижают износостойкость бетона, поэтому для покрытий полов промышленных и общественных зданий неприменимы. Введение водных дисперсий полимеров в качестве модификаторов цементного камня увеличивает прочность бетона при растяжении и снижает его модуль упругости, но одновременно вызывает рост усадочных деформаций; поэтому часто вместо повышения трещиностойкости бетона возможно ее снижение.

Авторами для покрытий полов предложен бетон на основе прочного и износостойкого пористого щебня дорсил [1], модифициро-

ванный малым количеством водорастворимых эпоксидных смол [2].

Дорсил (ТУ 38-148-82) получают плавлением шихты из песка и доломита с добавлением газообразователей и модификаторов. Охлажденный расплав дробят на щебень, который повторно нагревают для направленной кристаллизации. Степень кристаллизации дорсила 50...60 %; кристаллические фазы представлены  $\beta$  — волластонитом и  $\alpha$  — кристобалитом. Дорсил выпускают белого, голубого, зеленого, лилового цветов. Средняя плотность зерен 1650...1750 кг/м<sup>3</sup>, пористость 32...37 %, поры замкнутые, водопоглощение составляет 5...7 %. Физико-механические свойства дорсильного щебня достаточно высокие: прочность при сдавливании в цилиндре 75...80 МПа, износостойкость не более 25 %.

Особенностью дорсила является невосприимчивость им пыли и грязи, несмотря на шероховатую поверхность, что подтвердил многолетний опыт эксплуатации асфальтобетонного покрытия с дорсилом на ул. Пушкина в Москве. Поверхность дорсила сохраняет белизну при любой погоде и не загрязняется битумом и сажей. Преимуществом дорсила в бетоне для мозаичных покрытий полов является относительно низкая плотность его зерен при высокой износостойкости. Плотность зерен дорсила составляет 0,8...0,85 плотности цементного теста, поэтому в достаточно пластичных смесях зерна при виброуплотнении всплывают на  $1/7...1/5$  диаметра. Благодаря этому толщину снимаемого для выявления декоративного заполнителя слоя можно снизить почти в 2 раза по сравнению с обычными мозаичными бетонами.

В качестве модифицирующей полимерной добавки использовали водорастворимую эпоксигидантоновую смолу ЭГ-10, отверждаемую водорастворимым аминным аддук-

том Т4-М10 (ОСТ В 6-05-5040-77, НПО «Пластмассы»). Оба полимерных компонента не имеют запаха и не выделяют вредных веществ.

Добавка полимерных компонентов к цементному тесту оказывает двойное воздействие: повышает пластичность смеси и тормозит испарение воды, улучшая условия формирования цементного камня, но одновременно замедляет начальную стадию твердения. Экспериментально установлено оптимальное для этой полимерной системы П/Ц=0,03 при соотношении смола: отвердитель=3:1.

Электронно-микроскопическое исследование влияния полимерной системы на структуру цементного камня показало, что ее действие аналогично действию других водорастворимых эпоксидных смол: увеличивается дисперсность новообразований, становится более плотной структура цементного камня, изменяется характер его пористости, снижается объем капиллярных пор; на кривой распределения пор наблюдаются два максимума в области микро- и макропор.

Бетоны на дорсильном щебне называют дорсилом. Состав бетосила на двух фракциях дорсила (песок 0,16...0,5 мм и щебень 5...10 мм) был определен экспериментальным методом: 1:1,2:1,7 (по массе) при В/Ц, обеспечивающим подвижность смеси О.К. = 3...4 см.

Свойства бетосила с полимерной добавкой и без нее (составы 5 и 4 по табл. 1) сравнивали с мозаичным бетоном на мраморном заполнителе (состав 1) и полимерцементным мозаичным бетоном (П/Ц=0,15) с латексом СКС-65 ГП «Б» (состав 3) и ПВАД (состав 2).

Режим твердения бетонов для всех видов испытаний моделировал режим, используемый при устройстве бетонных покрытий полов: 7 сут влажное твердение (в мокрых опилках), затем воздушно-сухое.

Прочность оценивали по результатам испытания образцов балочек размером 4×4×16 см. Более высокую прочность при сжатии можно отметить у бетонов на дорсиле по сравнению с бетоном на мраморном заполнителе, в том числе с полимерными добавками. У бетонов с добавками водных дисперсий полимеров (составы 2 и 3) процесс твердения протекает в две стадии: первая — до 90 сут и после некоторой паузы — вторая, заканчивающаяся через 180—360 сут от начала твердения.

Наибольшую прочность при изгибе имеет бетон с добавкой ПВАД. Прочность при изгибе бетосила с полимерной добавкой и без нее близка к прочности латексцементного бетона и намного превышает прочность мозаичного цементного бетона.

Данные о соотношении прочности исследуемых бетонов при сжатии и изгибе  $R_{сж}/R_{и}$  (табл. 2) показывают, что использование дорсила вместо мраморного заполнителя (составы 4 и 1) заметно снижает значения  $R_{сж}/R_{и}$ , причем это происходит за счет повышения  $R_{и}$  бетона на дорсиле.

Повышенная прочность бетона на дорсиле, в особенности при изгибе и растяжении, обеспечивается хорошим сцеплением дорсила с цементным камнем. При испытании образцов бетона с дорсилом и мраморным заполнителем у последнего разрушение происходит, главным образом, по контакту «мрамор — цементный камень» и очень редко по зернам мрамора; поверхность разрушения бетона бугристая. У бетона на дорсиле характер разрушения иной: поверхность излома ровная, разрушение идет как по цементному камню, так и по зернам дорсила, и как редкое исключение — по контакту «дорсил — цементный камень». Это свидетельствует о том, что адгезионная прочность «дорсил — цементный камень» выше когезионной прочности составляющих в результате развитой пористой структуры поверхности заполнителя и возможного взаимодействия стеклофазы заполнителя с гидроксидом кальция твердеющего цемента.

Электронно-микроскопическое исследование контактной зоны «заполнитель — цементный камень» показало, что на границе «дорсил-цемент» имеется слой тонкодисперсных новообразований, плотно сросшихся с поверхностью дорсила.

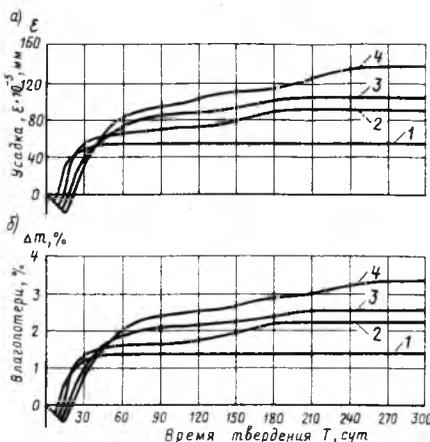
Таблица 1

№ состава	Расход материалов, кг на 1 м <sup>3</sup>			Вид полимерной добавки	П/Ц	В/Ц
	цемент	песок	щебень			
1	450	630	1160	—	—	0,51
2	450	630	1160	ПВАД	0,15	0,43
3	450	630	1160	СКС-65	0,15	0,34
4	450	525	740	—	—	0,53
5	450	525	740	ЭГ-10	0,03	0,49

Примечания: 1. Портландцемент марки 400, с расходом по нормативным документам. 2. Подвижность бетонной смеси О. К.=3...4 см.

Таблица 2

№ состава	$R_{сж}/R_{и}$ при времени твердения бетона, сут				
	14	30	90	180	360
1	7,76	8,06	7,65	6,13	6,19
2	2,17	2,40	2,58	2,50	3,05
3	2,43	2,68	2,32	2,68	3,56
4	6,60	6,43	5,69	5,09	5,06
5	5,62	6,03	5,17	4,77	4,60



Развитие усадки (а) и влаготерч (б) у латексцементного бетона на мраморном заполнителе

1 — П/Ц=0; 2 — П/Ц=0,1; 3 — П/Ц=0,15; 4 — П/Ц=0,2

Можно предположить, что это продукты взаимодействия цемента, точнее Са(ОН)<sub>2</sub>, со стеклофазой дорсила. Граница «мрамор-цемент» четко очерчена, при больших увеличениях видны трещины, разделяющие цементный камень и мраморный заполнитель, а на поверхности мрамора — мелкие кристаллы, которые представляют собой кальцит, образовавшийся из Са(ОН)<sub>2</sub> цементного камня.

Пористый стеклокристаллический щебень дорсил позволяет получить бетоны с пониженным, по сравнению с бетоном, на мраморном заполнителе модулем упругости на 20—25 % и близким к модулю упругости бетонов с добавкой водных дисперсий полимеров (составы 2 и 3). Введение в бетон на дорсиле смолы ЭГ-10 (П/Ц=0,03) снижает его модуль упругости еще приблизительно на 5 %.

Усадку исследовали на бетонах составов, приведенных в табл. 1, но составы с ПВАД и латексом СКС-65 готовили с различным П/Ц. Результаты определения усадки приведены в табл. 3. Следует отметить, что у бетонов с водными дисперсиями полимеров, в особенности с ПВАД, усадка носит ступенчатый характер с такими же сроками, как и при наборе прочности. Параллельное определение влаготерч бетонов во времени обнаружило четкую корреляцию между развитием усадки и влаготерчами (см. рисунок).

Интересно отметить меньшую усадку бетонов с латексом СКС-65 по сравнению с бетонами на основе ПВАД. Это можно объяснить как спецификой структурообразования твердого полимера из ПВАД, так и более низкими значениями В/Ц у бетонов с СКС-65.

Полная усадка бетосила практически такая же, как и мозаичного бетона на мраморном щебне. Введение в бетосил смолы ЭГ-10 немного уменьшает усадку, что можно отнести за счет некоторого снижения В/Ц бетонной смеси, как следствие пластифицирующего действия ЭГ-10.

Повышенная прочность бетосила и невысокая усадка в сочетании с пониженным модулем упругости

Таблица 3

№ состава	Вид бетона	Время развития усадки, сут	Среднее значение усадки, мм
1	На мраморном заполнителе	40—60	0,5—0,6
2-1	То же с ПВАД	180—210	1,2—1,25
2	« »	240—270	1,5—1,55
2-2	« »	270—300	2,2—2,25
3-1	То же с СКС-65	200—220	0,8—0,85
3	« »	210—240	0,95—1,0
3-2	« »	270—300	1,25—1,3
4	На дорсиле	100—120	0,5—0,55
5	То же с ЭГ-10	120—140	0,45—0,5

позволяют предположить высокую трещиностойкость бетосила. Оценка трещиностойкости по коэффициенту трещиностойкости  $K_T = \varepsilon_p / \varepsilon_{ус}$  (где  $\varepsilon_p$  — предельная растяжимость бетона;  $\varepsilon_{ус}$  — усадка бетона) показала, что у бетосила она в 2...2,5 раза выше трещиностойкости мозаичного бетона и в 1,8...2 раза — бетонов с ПВАД и СКС-65. Введение смолы ЭГ-10 повышает трещиностойкость бетосила еще в 1,2 раза. Однако оценку трещиностойкости по  $K_T$  можно рассматривать только как ориентировочную, так как она не учитывает многих важных факторов.

Преимуществом бетосила, в том числе и со смолой ЭГ-10, перед полимерцементными бетонами на водных дисперсиях является высокая водостойкость:  $K_{разм}$  бетосила — 0,88 вместо 0,47 у бетона с ПВАД и 0,68 у бетона с СКС-65 (оба с П/Ц=0,15).

Одним из главных эксплуатационных показателей материалов для полов являются истираемость и сопротивление ударным воздействиям. Исследование на круге истирания ЛКИ-3 показало, что для составов бетона 1...5 относительная истираемость составила соответственно 1; 0,39; 0,43; 0,71; 0,53. Можно отметить, что замена мрамора дорсилом снижает истираемость в 1,4 раза благодаря большей износостойкости дорсила и лучшему его сцеплению с цементным камнем. Истираемость бетосила со смолой ЭГ-10 (состав 5) близка к истираемости полимерцементных бетонов на водных дисперсиях полимеров (составы 2 и 3).

Стойкость к удару оценивали по

Т а б л и ц а 4

№ состава	Объем разрушения, см <sup>3</sup>	Удельная ударная вязкость, Дж/см <sup>3</sup>
1	115	61
2	55	128
3	63	112
4	72	97
5	61	115

методике ЦНИИПромзданий [3] на участках полов из испытываемых бетонов с учетом объема разрушенного бетона после определенного числа ударов, наносимых в 16 различных точках площадки размером 500×500 мм, и рассчитывали удельную ударную вязкость бетона. Испытания проводили через 60 сут после укладки бетона (7 сут влажного твердения, шлифование поверхности и 53 сут воздушного твердения). Результаты оценки ударостойкости после нанесения 144 ударов грузом массой 5 кг приведены в табл. 4.

По ударостойкости бетосил практически не уступает полимерцементным бетонам с водными дисперсиями полимеров и лучше мозаичного бетона на мраморном заполнителе. Оценка стойкости бетонов к ударным воздействиям по стандартной методике показала, что бетосил со смолой ЭГ-10 относится, как и бетоны с ПВАД и СКС-65, к покрытиям, на которые допускается падение предметов с высотой 1 м массой до 10 кг; бетосил без полимерной добавки — до 7 кг и мозаичный бетон с мраморным заполнителем — до 5 кг.

Положительным свойством бетосила является невысокое теплоусвоение (коэффициент теплоусвоения

бетосила 8,6, а мозаичного бетона 15,5...15,8 Вт/м·К), позволяющее рекомендовать его для покрытий полов в отапливаемых помещениях производственных зданий, где выполняются работы средней тяжести.

Бетосил впервые начали применять для покрытий полов на объектах Главмоспромстроя с 1984 г. Бетонную смесь укладывали полосоми шириной 2...2,5 м и толщиной 20...25 мм. Уплотнение и выравнивание выполняли виброрейкой до равномерного всплывания зерен дорсила.

Покрытие шлифовали через 3...4 сут после его укладки. Благодаря эффекту всплывания толщина снимаемого слоя составляет до 3...5 мм, т. е. почти в 2 раза меньше по сравнению с обычными мозаичными полами, что снижает трудоемкость устройства пола. Обследование покрытий полов из бетона, проведенное в 1989 г., показало, что они находятся в хорошем состоянии.

Главмоспромстроем выпущены «Временные указания по устройству монолитных бетонных полов из бетосила. ВСН-025-85». Проведено опытное заводское изготовление блоков из бетосила с последующей распиловкой на плиты.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Федоровский Я. А. Стеклокристаллический щебень для строительства // Стекло и керамика. — 1985. — № 2. — С. 3—4.
2. Попова О. С. Бетоны с добавками водорастворимых смол // Бетон и железобетон. — 1981. — № 10. — С. 16—18.
3. Д а л м а т о в В. Я. Нормирование проектирования и устройства полов промзданий // Промышленное строительство. — 1977. — № 7. — С. 33—34.

УДК 691.327.32:666.64—492.3

М. З. ВАЙНШТЕЙН, канд. техн. наук (Марийский политехнический ин-т)

## Керамзитобетоны на предварительно пропитанном раствором СДО керамзитовом гравии

Как известно, при производстве керамзитобетонов в качестве микропенообразующей добавки используют раствор древесной омыленной смолы, вводимый в состав бетонной смеси совместно с водой затворения. Она пластифицирует легкобетонную смесь и дает возможность сократить расход воды, обладая некоторыми гидрофобны-

ми свойствами. В Марийском политехническом институте изучили влияние предварительной обработки керамзита раствором СДО до его использования в бетонах на их свойства.

При этом считали, что предварительная обработка керамзита (или другого пористого заполнителя) раствором СДО уменьшает водо-

поглощение пористого заполнителя, улучшает удобоукладываемости легкобетонной смеси при пониженной водопотребности, снижает гигроскопичность керамзитобетонов, уменьшает их эксплуатационную влажность и повышает теплозащитные свойства, сокращающие теплоэнергетические затраты при эксплуатации зданий. Кроме

того, предварительная обработка керамзита раствором СДО уменьшает энергозатраты на формование керамзитобетонных смесей.

В опытах использовали керамзиты, характеристика которых приведена в табл. 1. Керамзитобетоны изготовляли на портландцементе марки 400, предварительно пропитанном керамзитом и плотном песке. Они имели плотное и пористое строение. Керамзит предварительно пропитывали 5 %-ным раствором СДО окунанием зерен в раствор без вакуума и при воздействии вакуума 0,01; 0,033 и 0,05 МПа, после чего их не просушивали. Критерием степени пропитки керамзитов являлось изменение массы зерен (табл. 2), а также водопоглощение.

Опытами установлено, что оптимальная продолжительность пропитки зерен керамзита зависит от их пористости и составляет 15...25 мин. Данные рис. 1 показывают, что на степень пропитки керамзита влияет величина вакуума. С увеличением вакуума до 0,05 МПа степень пропитки зерен керамзита возрастает на 34 % по сравнению с зернами, пропитанными раствором СДО при его отсутствии. Как видно из рис. 2, зерна керамзита, пропитанные при вакууме 0,05 МПа, имеют в 1,8 раза меньшее водопоглощение, чем непропитанные.

Прочность пропитанных зерен керамзита ниже на 13 % при сжатии, на 10 % при растяжении. Их адгезия к раствору на 32 %, водопоглощение на 8 % меньше, морозостойкость на 10 % выше, чем непропитанных СДО.

Предварительная пропитка зерен керамзита влияет на удобоукладываемость керамзитобетонной смеси, что особенно проявляется при выдерживании смеси до укладки в формы. Из рис. 3 видно, что удобоукладываемость керамзитобетонной смеси на предварительно пропитанном керамзите в 3,5 раза лучше сразу после изготовления и в 5,5 раза лучше через 60 мин после ее изготовления, чем при использовании непропитанных зерен керамзита. Равновеликий показатель удобоукладываемости керамзитобетонной смеси на предварительно пропитанном керамзите можно получить при уменьшенном на 31 л расходе воды на 1 м<sup>3</sup> бетона.

Из рис. 4 видно, что прочность при сжатии керамзитобетона плот-

Показатели	Керамзиты фракции, мм									
	Есильский		Кокчетавский		Тархановский			Ошургинский		
	5...10	10...20	20...40	5...10	10...20	5...10	10...20	20...40	5...10	10...20
Средняя плотность, в насыпном состоянии, кг/м <sup>3</sup>	666	565	536	401	346	590	550	473	668	603
То же в уплотненном состоянии, кг/м <sup>3</sup>	696	586	552	450	360	615	576	496	757	683
Предел прочности при сжатии в цилиндре, МПа	6,64	5,17	2,59	2,46	1,84	2,23	1,69	1,11	1,94	1,5
Водопоглощение за 96 ч, %	8,46	7,13	4,40	39,4	37,3	24,2	18,8	17,5	19,5	20,3
	10,5	6,08	3,91	—	26,1	25,4	19,0	16,2	—	24,6
Средняя плотность зерен в куске, г/см <sup>3</sup>	1,23	0,98	0,89	—	0,7	1,05	1,01	0,93	—	1,20
Истинная плотность, г/см <sup>3</sup>	2,89	2,89	2,89	—	—	2,50	2,50	2,50	—	—
Пористость, %	58	66	70	—	—	58	60	63	—	—
Плотность, %	42	34	30	—	—	42	40	37	—	—

Примечание. Над чертой — по весу, под чертой — по объему.

Таблица 2

Керамзит	Изменение массы керамзита, %, при пропитке через, мин				
	5	10	15	20	30
Есильский	4,30	5,00	5,56	5,60	5,70
Тархановский	6,60	8,70	—	9,65	9,65
Ошургинский	7,50	8,00	8,00	—	8,60

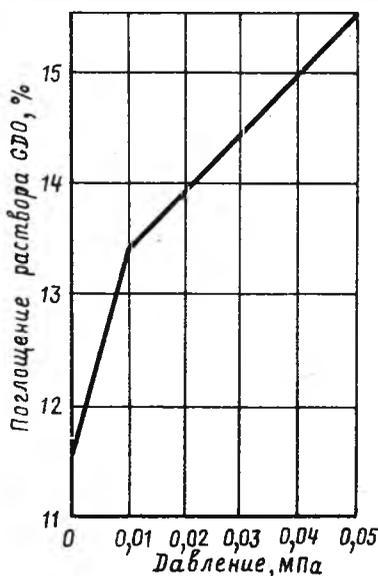


Рис. 1. Влияние вакуума на степень пропитки зерен керамзита

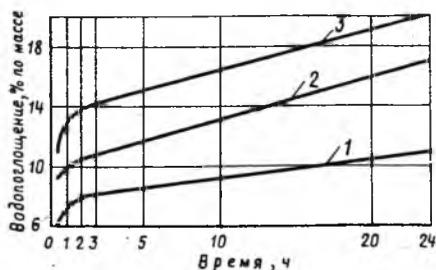


Рис. 2. Влияние пропитки зерен на их водопоглощение

1 — при давлении 0,05 МПа; 2 — то же без вакуума; 3 — непропитанные зерна

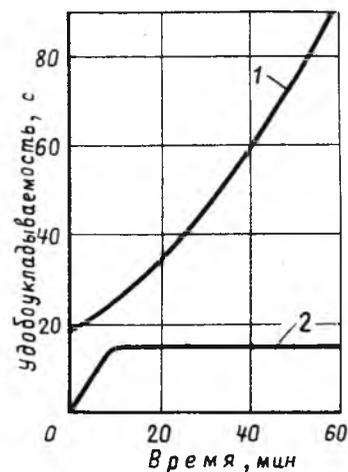


Рис. 3. Влияние пропитки керамзита на удобоукладываемость керамзитобетонной смеси

1 — непропитанный; 2 — пропитанный

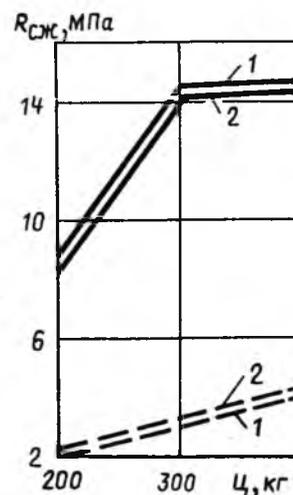


Рис. 4. Влияние пропитки керамзита на прочность при сжатии керамзитобетона

— — плотное строение; --- — пористое; 1, 2 см. рис. 3

ного строения, изготовленного на пропитанном СДО керамзите на 1...6 % меньше, а пористого строения на 13...23 % больше, чем керамзитобетонов на непропитанном керамзите. Предварительная пропитка керамзита на среднюю плотность керамзитобетона практически не влияет.

Для керамзитобетона на пропитанном керамзите средняя плотность  $1560 \text{ кг/м}^3$ ;  $R_6=7,8$ ;  $R_{cu}=3,26 \text{ МПа}$ , на непропитанном керамзите —  $1560 \text{ кг/м}^3$ ; 7; 3; 20 МПа.

Как видно из приведенных данных, отношение между сцеплением арматуры с керамзитобетоном на пропитанном керамзите и его пределом прочности при сжатии на 8 % меньше, чем для керамзитобетона на непропитанном керамзите. Модуль упругости керамзитобетонов

на пропитанном и непропитанном керамзитах одинаковы.

Для керамзитобетона на пропитанном керамзите водопоглощение через 24, 48 и 72 ч составило 8; 8,8 и 9 % по массе, на непропитанном керамзите — 12,6; 12,4 и 13,9 % по массе. Следовательно, водопоглощение керамзитобетонов на пропитанном керамзите примерно в 1,5 раза меньше, чем на непропитанном.

#### **Выводы**

Предварительная пропитка керамзита уменьшает прочность зерна, его адгезию к раствору и водопоглощение.

Керамзитобетонные смеси на предварительно пропитанном керамзите имеют лучшую удобоукладываемость и значительно лучше сохраняют ее во времени, что

способствует уменьшению энергозатрат при формировании смесей и облегчению их обрабатываемости.

Керамзитобетоны на предварительно пропитанном керамзите имеют в 1,5 раза меньшее водопоглощение, что способствует повышению теплозащитных свойств и снижению топливных затрат при эксплуатации зданий из крупнопанельных ограждающих конструкций.

Прочность керамзитобетона на предварительно пропитанном керамзите при сжатии на 1...6 % меньше при плотном строении и на 13...23 % больше при пористом строении.

Изготовление керамзитобетонов, особенно пористого и крупнопористого строения, с использованием предварительно пропитанного раствором СДО керамзита представляется целесообразным.

---

## **ПОВЫШЕНИЕ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И НАДЕЖНОСТИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**осуществляется за счет учета расчетом влияния  
климатических факторов на образование  
и раскрытие трещин и на деформации.**

*Предлагаемые НИИЖБом Госстроя СССР*

**«РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ  
БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ НА ИЗМЕНЕНИЕ  
КЛИМАТИЧЕСКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ  
И ВЛАЖНОСТИ»**

**позволяют вести расчет конструкций на совместное  
воздействие окружающей среды и нагрузки. Такие  
расчеты особенно необходимы для конструкций,  
эксплуатируемых в климатических условиях Юга, Севера  
и вечномерзлых грунтов.**

*Гарантийные письма на приобретение Рекомендаций*

*(80 стр. текста с примерами расчета)*

*следует направлять по адресу:*

**109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ, ОНТИ.**

**ДОГОВОРНАЯ ЦЕНА РЕКОМЕНДАЦИЙ 500 р.**

УДК 693.547.32

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, А. И. ЛИ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## О воздействии электрического тока на твердение бетона

В практике зимнего бетонирования монолитных конструкций одним из основных способов интенсификации твердения бетона стал электропрогрев. Этому способствовало то, что при минимальных энергозатратах он надежно гарантирует достижение бетоном в проектные сроки марочной прочности без ухудшения других физико-механических и эксплуатационных свойств и позволяет одновременно решить некоторые производственные задачи, например, сократить сроки достижения бетоном «критической» прочности, т. е. продолжительность ухода за забетонированной конструкцией, ускорить сдачу конструкций под нагрузку и др.

Как известно, электропрогрев осуществляется путем непосредственного включения свежеложенного бетона в электрическую цепь как активного сопротивления, вследствие чего физико-химические процессы гидратации и структурообразования бетона протекают в условиях электрического и электромагнитного воздействий. Исходя из этого эффект интенсификации твердения бетона можно объяснить не только температурным фактором, но и положительным влиянием на процессы гидратации и твердения таких электрофизических явлений, как электрофорез, электроосмос и электролиз. Хотя влияние последних практически малозначимо [1, 2], попытки отдать приоритет в ускорении твердения бетона электрофизическим явлениям периодически возобновляются. В результате этого появляются необоснованные рекомендации по эффективности их применения в технологии бетона, что вводит в заблуждение производителей. Примером тому является предлагаемая Московской ветеринарной академией обработка арболита, бетона и им подобных материалов на основе цементных вяжущих постоянным электрическим током знако-

переменными импульсами [3]. При наложении постоянного электрического тока явления электрофореза, электроосмоса и электролиза действительно должны происходить более интенсивно, чем при переменном токе промышленной частоты. Основываясь на этом, авторы работы [3] утверждают, что постоянный электрический ток знакопеременных импульсов способствует диспергированию цементных частиц, повышению их реакционной способности, более полной гидратации и равномерному распределению цементного клея между непрогидратированными зернами цемента и заполнителя. По их мнению, уже через 1...3 ч обработки можно получить распалубочную прочность бетона.

Несмотря на то, что ранее проведенными исследованиями [4...6] показана несостоятельность вышеприведенных утверждений, НИИЖБ с участием Московской ветеринарной академии и Московского лесотехнического института проводили исследования в производственных условиях экспериментального комбината строительных конструкций при изготовлении стеновых панелей из арболита. Одновременно в двух вертикальных формах трамбованием были отформованы панели размером 1,8×0,9×0,2 м. Одна панель была обработана постоянным током со знакопеременными импульсами с помощью генератора постоянного

тока П-91 мощностью 50 кВА с приводом от асинхронного двигателя А2-82-4 мощностью 55 кВА. Направление токовых импульсов изменяли через каждые 5 мин с перерывом между ними в 1 мин вручную реверсирующим устройством, смонтированным на щите управления. Рабочее напряжение, подаваемое на электроды, подбирали так, чтобы плотность тока на электродах составляла 40 А/м<sup>2</sup>. Другую панель обрабатывали переменным током промышленной частоты с помощью сварочного трансформатора ТД-500 У2, причем подаваемое на электроды напряжение регулировали так, чтобы температурный режим прогрева полностью совпадал с температурным режимом первой панели. Продолжительность электрообработки обеих панелей составила 1 ч 10 мин, в течение этого времени температура в центре панелей поднялась с 30 до 45 °С. После этого электрическое воздействие было отключено и обе панели после часового выдерживания в цехе распалубивали.

Проведенные эксперименты показали, что панели, подвергнутые обработке как постоянным, так и переменным током, сохраняют форму, однако визуальный осмотр показал, что и в том и в другом случае арболит не имел практически никакой прочности и снять панели с поддона невозможно. Лишь через сутки их с большой осторожностью распиливали на кубы с ребром 20 см и испытывали на сжатие в возрасте 3, 7, 14, 28 и 90 сут.

Результаты испытаний (табл. 1) свидетельствуют, что при обработке постоянным током знакопеременными импульсами прочность арболита в первые 7 сут несколько выше, чем при обработке переменным током, что объясняется, видимо, удалением большего количества механически связанной влаги из-за явлений

Т а б л и ц а 1

Сроки испытаний, сут	Прочность арболита, МПа, обработанного	
	постоянным током знакопеременными импульсами	переменным током промышленной частоты
3	0,58	0,52
7	0,75	0,70
14	0,92	1,00
28	0,95	1,17
90	2,02	2,05

Таблица 2

Способ обработки	Длительность обработки, ч-мин	Температура бетона к концу обработки, °С	Прочность бетона, МПа, в возрасте, сут				Расход электроэнергии, (кВт×ч)/м³
			1	3	7	28	
Постоянным током знакопеременными импульсами	1—10	72	65	—	—	160	56
	2—45	63	—	80	150	155	53
	4—00	58	70	—	135	165	56
Переменным током промышленной частоты	1—15	84	35	85	135	174	40
	1—35	60	35	—	135	175	32
	2—00	82	—	—	120	160	50
	2—30	72	60	108	125	150	52

электроосмоса и интенсификации кристаллизационных процессов твердения цемента. Однако эта разница составляет всего 4...5 % и практического значения не имеет. В возрасте 14 и 28 сут прочность арболита, обработанного постоянным током знакопеременными импульсами, намного ниже, чем у обработанного переменным током: если в первом случае к 1 мес наблюдается недобор прочности до 25 % из-за лишней влагопотери на начальной стадии твердения, то во втором — прочность практически достигает марочной.

Примерно такие же результаты получены нами в аналогичных исследованиях, проведенных совместно с трестом Оргтехлесстрой В/О Союзлесстрой на производственной базе СМУ-32 треста Кирлесстрой в Лузе. При обработке арболита постоянным током знакопеременными импульсами, расход электроэнергии на 20...25 % больше, чем при обработке переменным электрическим током вследствие дополнительных потерь при преобразовании переменного тока в постоянный и затрат энергии на электролиз воды.

Такие же исследования проводили на Мытищинском заводе Стройдеталь при изготовлении панелей типа ОС-5 из тяжелого бетона класса В12,5. Установлено, что изделия после распалубки сохраняют форму при обработке как постоянным, так и переменным токами. Однако прочность бетона была незначительной. Как видно из данных табл. 2, даже в возрасте 1 сут она не превышала 50 %. В возрасте 3, 7 и 28 сут прочность бетона, обработанного переменным и постоянным токами, была практически одинаковой, что свидетельствует о влиянии лишь температурного фактора на интенсификацию твердения бетона.

Проведенные производственные испытания вновь подтвердили, что фактические удельные расходы электроэнергии зависят от температуры и длительности нагрева бетона, но в любом случае при постоянном токе они несколько выше, чем при переменном.

Выполненные в НИИЖБе исследования выявили, что при обработке бетона постоянным электрическим током наблюдается коррозия стальной арматуры из-за выделения кислорода при электролизе воды. По этой же причине интенсивно корродируют и стальные формы, в которых изготавливают сборные изделия. Во избежание этого предлагаются формы для сборных железобетонных изделий из нержавеющей стали или дерева. Однако для современного заводского производства эти решения не применимы. Аналогичная картина наблюдалась и при изготовлении опытной партии блоков с обработкой постоянным током на заводе Стройдеталь.

Таким образом, при обработке постоянным током со знакопеременными импульсами электрофорез, электроосмос и электролиз практически не влияют на процесс твердения бетона, а его интенсификация обусловлена лишь температурным фактором, поэтому при электропрогреве бетонных и железобетонных изделий и конструкций следует применять переменный ток промышленной частоты, дающий такой же эффект, как и постоянный, и не требующий специальных генераторов для преобразования его в постоянный ток.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ганин В. П. Экспериментальные исследования влияния электромагнитного поля на твердение бетона // Тепловая обработка железобетонных изделий и конструкций в электромагнитном поле тока промышленной частоты. — Минск: ИТМО АН БССР, 1975. — С. 103—111.
2. Крылов Б. А., Ли А. И. Форсированный электротеплопрогрев бетона. — М.: Стройиздат, 1975. — 160 с.
3. Первовский А. Н. Рекомендации по производству и применению элстара — электростабилизированного арболита — в сельском хозяйстве. — Саратов, 1976. — 25 с.
4. Крылов Б. А., Копылов В. Д. Ускорение твердения арболита // Материалы координационного совещания по научно-исследовательским и опытно-экспериментальным работам в области арболита. — М., 1965. — С. 37—43.
5. Маев Е. Д. Совершенствование технологии арболита // Материалы координационного совещания по научно-исследовательским и опытно-экспериментальным работам в области арболита. — М., 1965. — С. 13—18.
6. Батырбаев Г. А. Арболит на сечке камыша // Материалы координационного совещания по научно-исследовательским и опытно-экспериментальным работам в области арболита. — М., 1965. — С. 25—31.

### Вниманию специалистов!

В сентябре 1992 г. в Москве состоится VII Международный конгресс по применению полимеров в бетоне (ИКПИК-92).

Организатором конгресса является Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР.

Заявки на участие в работе конгресса просим направлять в комиссию по отбору докладов Оргкомитета ИКПИК-92 проф. В. В. Патуреву по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ.

М. Б. КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, А. И. ДОЛГАНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Надежность нормальных сечений внецентренно сжатых прямоугольных железобетонных элементов

В источнике [1] показано, что при учете малой вероятности одновременного неблагоприятного сочетания прочностных свойств бетона и арматуры расчетную несущую способность изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения можно повышать. В расчетах случайными величинами считали прочность бетона и арматуры (обеспеченность расчетных сопротивлений материалов составляла 0,9986).

При оценке надежности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных прямоугольных элементов сравнивали значения несущей способности, одно из которых определяли вероятностным расчетом с обеспеченностью 0,9986, а второе — детерминированным расчетом по СНиПу. В вероятностных расчетах случайный разброс прочностей бетона и арматуры учитывали аналогично источнику [1]. Кроме того, случайной величиной считали начальный модуль упругости бетона.

Корреляционную зависимость между модулем упругости и прочностью бетона учитывали следующим образом. Используя методы статистического моделирования, задавали реализацию призменной прочности бетона  $\bar{R}_b$  в соответствии с принятым законом распределения. Зная детерминистическую зависимость

$$\bar{E}_b = f(\bar{R}_b), \quad (1)$$

определяли среднее значение начального модуля упругости бетона  $\bar{E}_b$ . Считая случайную величину начального модуля упругости распределенной нормально со средним значением  $\bar{E}_b$  и коэффициентом вариации  $v_E$ , назначали реализацию начального модуля упругости бетона  $\bar{E}_b$ .

Зависимость (1) принимали в виде

$$\bar{E}_b = c \frac{55\,000}{1 + \frac{18,7}{\bar{R}_b}}. \quad (2)$$

При  $c=1$  выражение (2) представляет собой формулу Рюша. В расчетах функцию (2) приняли разрывной. Коэффициент  $c$  на отдельных участках подбирали таким образом, что при подстановке в зависимость (2) расчетных сопротивлений  $R_b$  для каждого класса бетона получали  $\bar{E}_b$  для этого класса, приведенное в СНиПе.

В расчетах приняли  $v_E=0,11$ . Это значение проверили следующим образом. Для бетона классов В12,5; В25 и В40 провели по 5 000 статистических испытаний, в которых получали пары реализаций  $\bar{R}_b$  и  $\bar{E}_b$ . По результатам всех испытаний вычисляли коэффициент корреляции. Его значение сравнивали с опытным, приведенным в источнике [2].

По расчету коэффициент корреляции для бетона классов В12,5; В25 и В40 равен 0,769; 0,546 и 0,411; по опытным данным — 0,6...0,8; 0,45...0,51 и 0,41...0,5.

Близкие совпадения расчетных значений коэффициента корреляции с опытными свидетельствуют о достаточной достоверности принятого способа задания реализаций призменной прочности бетона и его начального модуля упругости.

Вероятностные расчеты внецентренно сжатых элементов проводили методом статистического моделирования по программе «Надежность» [3]. В каждом варианте расчета задавали класс бетона В, гибкость  $\lambda=l_0/h$ ;  $\alpha_s=R_s A_s / R_b b h_0$ ;  $\mu'/\mu$ ,  $\xi/\xi_R$ ,  $\gamma_{b2}$ , учитывающий длительность действия нагрузки;  $\varphi_i$ , характеризующий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии.

Каждый вариант расчета осуществляли при фиксированных значениях  $B$ ,  $\lambda$ ,  $\alpha_s$ ,  $\mu'/m$ ,  $\xi/\xi_R$ ,  $\gamma_{b2}$  и  $\varphi_i$ . Вначале выполняли детерминированный расчет, в котором при расчетных сопротивлениях бетона  $R_b$  и арматуры  $R_s$  и  $R_{sc}$ , а также начальном модуле упругости бето-

на  $E_b$ , приведенными в СНиПе, определяли несущую способность сечения — относительную продольную силу во внецентренно сжатом сечении  $n=N/bh_0$  и относительный момент  $m=M_c/bh_0^2$ . Затем проводили статистические испытания, в каждом из которых задавали реализации характеристик материалов  $\bar{R}_b$ ,  $\bar{R}_s$ ,  $\bar{R}_{sc}$  и  $\bar{E}_b$ . При этом подбирали положение нейтральной оси таким образом, чтобы выполнялись условия равновесия и  $\bar{n}=n$  ( $\bar{n}$  — относительная продольная сила, определенная при полученных реализациях характеристик материалов  $\bar{R}_b$ ,  $\bar{R}_s$  и  $\bar{E}_b$ ). Затем устанавливали соответствующий относительный момент  $m_0=M_0/bh_0^2$  с обеспеченностью 0,9986.

В окончательном виде в каждом варианте расчета получали зависимости

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n &= \frac{n}{\bar{R}_b} = \frac{\bar{n}}{\bar{R}_b}; \\ \alpha_m &= \frac{m}{\bar{R}_b}; \\ \alpha_{m_0} &= \frac{m_0}{\bar{R}_b}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Для определения  $m_0$  по результатам вероятных расчетов строили плотность вероятности  $\bar{m}$  в виде одной из кривых Пирсона. Отказа элемента не наступает, если одновременно выполняются условия:

$$\bar{n} \leq \bar{n}_c, \quad (4)$$

$$\bar{n} \leq \bar{n}_{cr}; \quad (5)$$

$$\bar{m} \geq m_0; \quad (6)$$

где  $\bar{n}_c$  — относительная продольная сила, воспринимаемая элементом при центральном сжатии

$$\begin{aligned} \bar{n}_c &= \frac{(\mu + \mu') b h_0 \bar{R}_{sc} + b h_0 \bar{R}_b}{b h_0} = \\ &= (\mu + \mu') \bar{R}_{sc} + \bar{R}_b. \end{aligned}$$

В детерминистическом расчете по заданному значению  $\xi/\xi_R$  определяют относительную продольную силу  $n$ , которая затем в качестве внешней силы остается постоянной в каждом статистическом испытании одного и того же варианта расчета. Однако при некоторых сочетаниях реализаций случайных ве-

личин  $\bar{n}_c$ , воспринимаемая сечением при центральном сжатии, может оказаться меньше действующей внешней силы  $n$ . В этом случае наступает отказ. При безотказной работе сечения должно выполняться условие (4).

Условие (5) требует, чтобы не наступало отказа в результате потери устойчивости, а условие (6) — вследствие малой несущей способности по моменту.

Обозначим события, определяемые условиями (4)...(6)  $A, C, D$ . Тогда условие безотказной работы элемента можно записать, используя формулу условной вероятности [4]

$$P(ACD) = P(A)P(C/A)P(D/AC) \quad (7)$$

Отсюда

$$P(D/AC) = \frac{P(ACD)}{P(A)P(C/A)} \quad (8)$$

Общую вероятность безотказной работы элемента задают равной 0,9986, т. е.  $P(ACD) = 0,9986$ .

Безусловную вероятность  $P(A)$  находят по кривой распределения  $v = n/\bar{n}$ . Эту кривую можно построить в зависимости от задаваемых значений  $B, \alpha_s, \mu'/\mu$ . В каждом статистическом испытании вычисляют  $\bar{n}, \bar{v} = n/\bar{n}$ , по результатам всех испытаний строят кривую распределения  $f(\bar{v})$  и  $P(A)$  определяют по формуле

$$P(A) = \int_{-\infty}^1 f(\bar{v}) d\bar{v} \quad (9)$$

Условную вероятность  $P(C/A)$  того, что событие  $C$  произойдет в случае выполнения события  $A$ , находят следующим образом. Строят кривую распределения  $f(\bar{u})$  случайной величины  $\bar{u} = \bar{n}/\bar{n}_c$ . Если в каком-либо из статистических испытаний оказывается, что  $n > \bar{n}_c$ , то

результаты этого испытания в дальнейших расчетах не используют. Этим учитываются необходимость выполнения условия (4) при определении условной вероятности  $P(C/A)$ . После построения кривой  $f(\bar{u})$  вероятность  $P(C/A)$  находят по формуле

$$P(C/A) = \int_{-\infty}^1 f(\bar{u}) d\bar{u} \quad (10)$$

Зная  $P(ACD), P(A), P(C/A)$ , по формуле (8) устанавливают  $P(D/AC)$ . В результате вероятностных расчетов получают кривую распределения  $f(\bar{\omega})$ ,  $\bar{\omega} = m/m$ . Численным интегрированием находят такое значение  $\omega_0$ , чтобы выполнялось равенство

$$P(D/AC) = \int_{\omega_0}^{\infty} f(\bar{\omega}) d\bar{\omega} \quad (11)$$

Из этого ясно, что при  $m_0 = m\omega_0$  надежность элемента  $P(ACD) = 0,9986$ .

При малых значениях  $P(A), P(C/A)$  может оказаться, что формула (8) дает  $P(D/AC) > 1$ . В этом случае не существует значения  $m_0$  с обеспеченностью 0,9986, т. е. надежность элемента недостаточна.

Некоторые результаты расчетов представлены на рисунке. Обозначим  $\Delta_0 = (\alpha_{m_0} - \alpha_m)$ . Анализ результатов расчетов показал, что с ростом гибкости  $\lambda$  разность  $\Delta_0$  уменьшается, что вызвано возрастающим влиянием начального модуля упругости бетона. В СНиПе приведены средние значения модуля упругости, имеющие обеспеченность 0,5. Чем выше гибкость элемента, тем большее влияние оказывает модуль упругости бетона и тем ниже надежность элемента. Малая обеспеченность начального

модуля упругости бетона особенно сильно снижает надежность элементов с большой гибкостью  $\lambda$  и малым процентом армирования  $\alpha_s$ , поскольку в этих элементах несущая способность зависит, в основном, от работы бетона. Здесь обеспеченность момента  $\alpha_m$ , полученного по СНиПу,  $< 0,9986$ . Для того чтобы получить значение с заданной обеспеченностью,  $\alpha_m$  по СНиПу следует снижать. В остальных случаях момент с обеспеченностью 0,9986 оказывается выше, чем по СНиПу, и расчетную несущую способность элементов можно повысить.

Для выравнивания надежности вневцентренно сжатых прямоугольных железобетонных элементов, армированных стержнями класса А-III и ниже, формулу (65) СНиП 2.03.01—84 предлагается записать в виде

$$Nl \leq R_b S_b - \sigma_{si} S_{si} + \Delta b h_0^2 R_b, \quad (12)$$

$$\text{где } \Delta = \frac{2,5}{B} \mu_0 \left[ 1,25^2 + \frac{\delta(15 - 9,5\sqrt{\delta})}{1+q} \right] - 6 \cdot 10^{-7} \lambda^3 \sqrt{\delta},$$

$$q = \frac{0,2}{\frac{\mu'}{\mu} + 0,02};$$

$\mu, \mu'$  — коэффициенты армирования растянутой и сжатой арматуры;  $\delta = \xi/\xi_R$ .

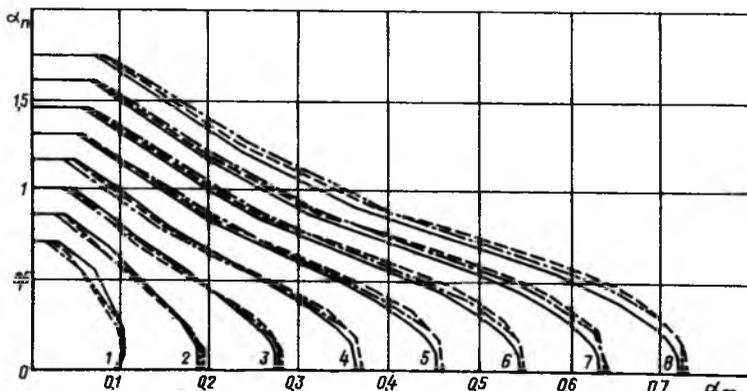
Предлагаемая корректировка приведет к более экономичному проектированию вневцентренно сжатых железобетонных элементов, поскольку в большинстве случаев при расчете по предлагаемой формуле несущая способность по сравнению с расчетом по СНиПу увеличивается.

#### Вывод

Выполненная работа позволяет проектировать вневцентренно сжатые прямоугольные железобетонные элементы равнонадежными, что делает их применение более эффективным.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гуца Ю. П., Краковский М. Б., Долганов А. И. Надежность изгибаемых элементов прямоугольного сечения // Бетон и железобетон. — 1988. — № 8. — С. 20—21.
2. Динь В. З. Анализ существующих методов расчета гибких железобетонных колонн и предложения по совершенствованию этих методов: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1982. — 20 с.
3. Краковский М. Б. Определение надежности конструкций методами статистического моделирования // Строительная механика и расчет сооружений. — 1982. — № 2. — С. 10—13.
4. Вентцель Е. С. Теория вероятностей. — М.: Наука, 1969. — 576 с.



Графики несущей способности вневцентренно сжатых элементов

бетон класса В25, арматура класса А-III,  $\lambda = 25; \beta'/\mu = 1; \gamma_{a2} = 1; \varphi_1 = 2$  —  $\alpha_m$  по детерминированному расчету; —  $\alpha_m$  с обеспеченностью 0,9986, полученный вероятностным расчетом элемента по программе «Надежность»; — аппроксимация момента  $\alpha_{m_0}$  по формулам (13), (14); 1...8 —  $\alpha_s = 0,1...0,8$

М. И. ДОДОНОВ, канд. техн. наук, В. Х. КУНИЖЕВ, Н. Д. ХОРМИЗ, инженеры (МИСИ)

## Прогибы плит перекрытий по стальным профилированным настилам при локальных нагрузках

Прогибы монолитных железобетонных плит перекрытий по стальным профилированным настилам вычисляют по балочным схемам, справедливым для равномерно распределенных и полосовых (поперек пролета плиты) нагрузок [1]. В реальных условиях возможны локальные (нерегулярные) нагрузки на такие перекрытия. Расчет их по несущей способности можно выполнять по методу предельного равновесия [2]. Методика расчета прогибов для них в настоящее время в технической литературе не приводится.

Авторами разработана на основании экспериментально-теоретических исследований методика расчета прогибов монолитных железобетонных плит перекрытий по стальным профилированным настилам, позволяющая описать поведение плит при любых нагрузках на всех этапах работы плит, включая стадию перед исчерпанием несущей способности.

Предлагаемый расчетный подход основывается на методе сосредоточенных деформаций в форме [3] и аналитических нелинейных соотношений между внутренними силами и соответствующими им деформациями.

Рассчитываемую плиту любой формы в плане, в том числе, возможно, с отверстиями, при произвольных граничных условиях и любой в плане нагрузке разбивают плоскостями сосредоточенных деформаций на элементы, которые можно считать абсолютно жесткими и соединенными между собой и неподатливыми опорами упруго-пластическими связями, сопротивляющимися изгибу, кручению и сдвигу (срезу) из плоскости плиты.

Между внутренними силами по плоскостям разрезки и вызываемыми ими деформациями устанавливаются соотношения

$$F = D_0 \lambda v(\lambda), \quad (1)$$

где  $F$  — внутренняя сила (изгибающий или крутящий момент, поперечная сила);  $D_0$  — жесткость на изгиб, кручение

и сдвиг для исходного (незагруженно-го) состояния;  $\lambda$  — деформация (кривизна при изгибе, интенсивность угла закручивания, относительный сдвиг);  $v(\lambda)$  — переменный коэффициент упругости.

Каждый элемент метода сосредоточенных деформаций закрепляют фиктивными связями, исключая повороты в двух взаимно перпендикулярных вертикальных плоскостях и линейное перемещение (прогиб), т. е. каждый элемент имеет три степени свободы.

Задача решается в перемещениях на основе матричного уравнения

$$[R(\{V\})]\{V\} = \{P\}, \quad (2)$$

где  $[R(\{V\})]$  — матрица внешней жесткости, элементами которой являются реакции в фиктивных связях при взаимных единичных смещениях элементов в направлении этих связей;  $\{V\}$  — вектор искомого перемещений элементов (по два угловых и одному линейному);  $\{P\}$  — вектор узловых нагрузок, в данном случае все элементы этого вектора, кроме одного, где приложена сосредоточенная сила  $Q$ , равны нулю.

Уравнение (2) с матрицей внешней жесткости, элементы которой зависят от уровня загрузки (перемещений  $\{V\}$ ), решают итерационным способом с достижением требуемой точности за установленное число итераций.

$$\left| \frac{V_i - V_i^{t-1}}{V_i} \right| \leq \epsilon, \quad (3)$$

где  $V_i$  — перемещение элемента в направлении  $i$ -й связи (в данном случае вертикальное перемещение нагруженного элемента);  $t, t-1$  — номера смежных итераций;  $\epsilon$  — некоторое малое число (точность расчета).

Выполнение условия (3) зависит от принятой точности расчета  $\epsilon$  и установленного числа итераций. Многочисленные нелинейные расчеты железобетонных конструкций различных типов позволяют считать оптимальными число итераций 50 и  $\epsilon = 0,01$ .

Для проверки методики испытывали балочные плиты шириной 0,712, пролетом 2,64, толщиной 0,16 м на действие изгибающего и крутящего моментов с целью установления аналитических соотношений между внутренними силами и вызываемыми ими деформациями. Изгибающие моменты в направлении поперек гофров (сильное направление) и кривизны оси связаны нелинейным соотношением, имеющим восходящий и нисходящий участки

$$M = B_0 k v(k), \quad (4)$$

где  $v(k)$  — коэффициент упругих деформаций:  $v(k) = e^{n(k/\hat{k})^m}$ ;  $\hat{k}$  — кривизна оси при разрушении по нормальным сечениям (для вершины диаграммы  $M-k$ );  $n, m$  — опытные параметры, причем  $M(k=0)=0$ ;  $dM/dk(k=0)=B_0$ ;  $M(k=\hat{k})=M$ ;  $dM/dk(k=\hat{k})=0$ ;  $n = \ln [M/(B_0 \hat{k})] = \ln \hat{v}$ ;  $m = -n^{-4}$ .

Используемое в данном случае значение  $\hat{v} = 0,5$  можно рекомендовать для расчета плит по профилированным стальным настилам. Испытания балочной плиты на кручение позволили принять аналитическую связь между крутящими моментами и интенсивностью углов закручивания в той же форме (4), но с другими параметрами, считая  $\hat{v} = 0,75$ .

Прочность и деформативность плит по нормальным сечениям, параллельным гофрам (слабое направление) приняты как для бетонных сечений, аналитическое соотношение аналогично форме (4) при  $\hat{v} = 0,85$ .

Поперечные силы и вызываемые ими деформации связывали линейной зависимостью, или, следуя общему соотношению (4), принято в этом случае  $\hat{v} = 1$ . Ограничение на прочность по поперечной силе не устанавливали.

Основная трудность в данной задаче состоит в формировании матриц внешней жесткости. Для ее вычисления получена формула

$$[R(\{V\})] = [A][L][C(\{V\})][A]^T, \quad (5)$$

где  $[A]$  — матрица, элементами которой

служат коэффициенты перед внутренними силами в уравнениях равновесия для элементов МСД;  $[A]^T$  — матрица, транспонированная с предыдущей;  $[L]$  — матрица размеров элементов;  $[C(V)]$  — матрица жесткости сечений, элементы которой равны численно внутренним силам по уравнению (1) при единичных деформациях.

Сформулированную расчетную методику реализовали в программе *PLITA* для ЭВМ ЕС и проверили на железобетонной плите размером  $4,1 \times 2,64 \times 0,16$  м, шарнирно опертой по длинным сторонам и нагруженной в центре сосредоточенной силой  $Q$  (гофры настила располагались по короткому направлению). При расчете плиту разбили на 169 элементов метода сосредоточенных деформаций, общее число искомым перемещений по зависимости (2) — 507. В ходе расчетов постепенно увеличивали нагрузки вплоть до разрушения, когда условие (3) переставало удовлетворяться. При этом расчетная разрушающая нагрузка  $Q = 145$  кН (опытное значение  $Q = 141$  кН).

На рис. 1, 2 представлены опытные и расчетные прогибы плиты

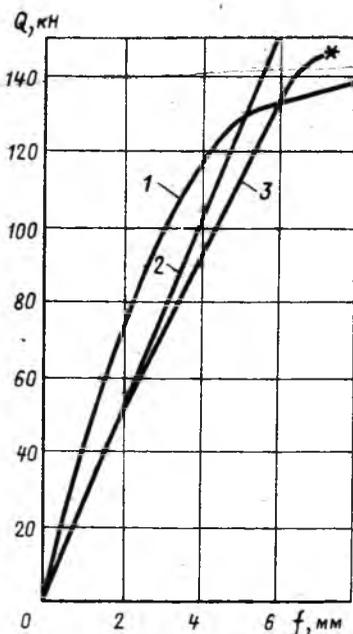


Рис. 1. Прогибы плиты в центре  
1 — по эксперименту; 2 — по упругому расчету; 3 — по нелинейному расчету МСД

на различных уровнях загрузки, из которых можно сделать вывод об их удовлетворительном совпадении. На рис. 3 даны эпюры изги-

бающих моментов по слабому направлению, откуда можно заключить, что разрушению плиты предшествовало исчерпание прочности по нормальным сечениям слабого направления вблизи загруженного центра плиты. Прочность по нормальным сечениям для сильного направления была исчерпана вместе с разрушением плиты.

### Выводы

Для расчета прогибов железобетонных плит по профилированным стальным настилам при локальных (сосредоточенных и других нерегулярных нагрузках и произвольных граничных условиях) можно применять разработанный расчетный подход, реализованный в программе *PLITA* для ЭВМ ЕС. Предложенная методика позволяет также определять несущую способность таких плит, раскрывая подробную картину напряженно-деформированного состояния во всех интересующих сечениях, что дает возможность их экономичного проектирования.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом // НИИЖБ, ЦНИИПромзданий. — М.: Стройиздат, 1987. — 40 с.
2. Додонов М. И., Хормиз Н. Д. Прочность монолитных плит по стальным профилированным настилам при локальных нагрузках // Бетон и железобетон. — 1990. — № 6. — С. 18.
3. Додонов М. И. Расчет изгибаемых пластин методом сосредоточенных деформаций // Строительная механика и расчет сооружений. — 1986. — № 2. — С. 22—25.

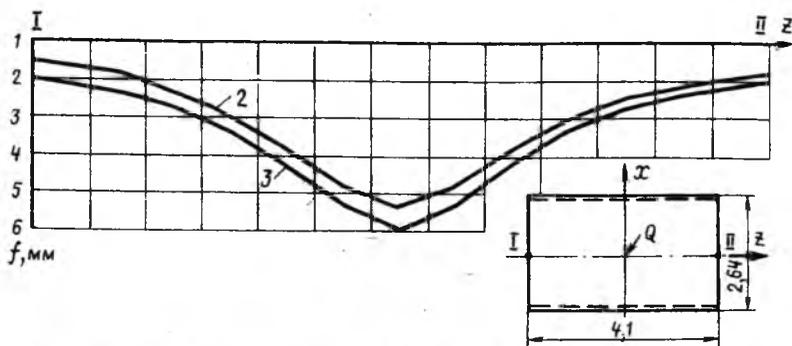


Рис. 2. Прогибы плиты по линии I—II при  $Q = 130$  кН 2, 3 см рис. 1

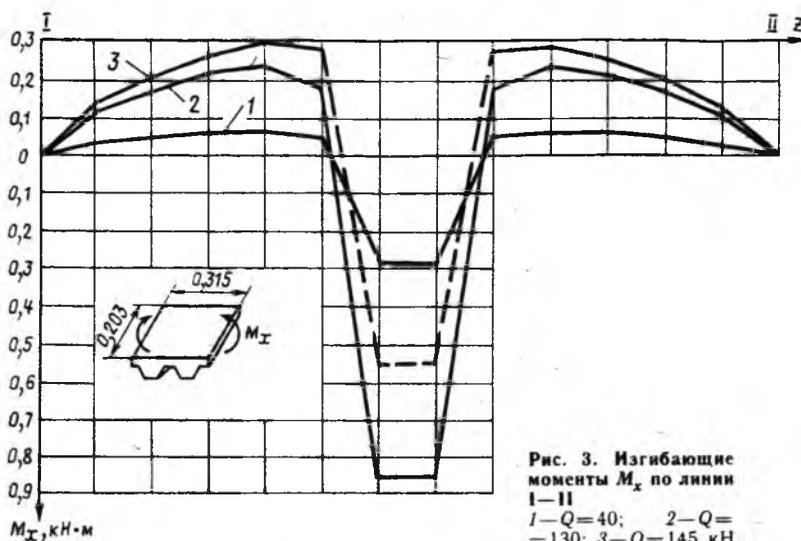


Рис. 3. Изгибающие моменты  $M_x$  по линии I—II  
1— $Q = 40$ ; 2— $Q = 130$ ; 3— $Q = 145$  кН

## ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

НИИЖБ Госстроя СССР  
(109428, Москва,  
2-я Институтская, 6)  
предлагает  
комплекс научно-технических работ  
по созданию и совершенствованию технологии мерной заготовки и натяжения канатной арматуры.  
Организует изготовление цанговых зажимов по ГОСТ 23117-91.  
Обращаться по тел. 174-85-92.

## Расчет деформаций форм для изготовления железобетонных изделий

Для выпуска качественных плит различного назначения необходимо повышать требования к оборудованию, обеспечивающему формование изделий заданных размеров с достаточно высокой точностью. Учитывая, что качество изделий зависит от способности формирующего оборудования (поддонов, форм и т. п.) сохранять геометрические размеры в процессе эксплуатации при различных технологических операциях, одна из основных задач заключается в создании конструкций, жесткость которых обеспечивает деформацию изделий в допустимых пределах. При этом масса оборудования должна быть минимальной.

В настоящее время разработана методика расчета стальных поддонов и форм [1...3]. Отличительная ее особенность в наличии значительного числа разнообразных эмпирических и вспомогательных коэффициентов и недостаточном их обосновании. Кроме того, в некоторых работах имеются неточности при определении жесткостей и формы изогнутой поверхности поддонов, которые приводят к искажению картины деформации формовочного оборудования.

Гипростроммаш разработал методику расчета деформации поддонов с произвольным силовым набором при установке на четыре опоры (диагональное опирание), использование которой дает возможность на этапе конструкторской проработки прогнозировать неплоскостность железобетонных изделий. С помощью аналитических выражений (без поправочных коэффициентов) она позволяет описать деформированную поверхность поддона и определить прогиб в любой точке. При этом относительная простота выражений дает возможность быстро проверить жесткостные параметры поддона при изменении силового набора и условий загрузки формы.

При исследовании деформации

равномерно загруженного поддона, устанавливаемого на четыре опорные точки (например, в ямных камерах или при движении по технологической линии), предполагается, что из-за неточности установки опор по высоте или неровностей пути поддон может опираться на три точки. При этом основная нагрузка будет восприниматься двумя опорами, расположенными по диагонали, реакция же третьей опоры мала.

Метод определения деформаций поддона основан на исследовании изгиба и кручения анизотропных (подкрепленных) прямоугольных пластин. При этом на основании принципа независимости действия сил исходную модель разбивают на две по характеру нагружения (рис. 1), после чего для каждой из двух вспомогательных систем записывают уравнения изогнутых поверхностей, выводят суммарное аналитическое выражение для деформированной поверхности основной расчетной модели, в общем виде находят координаты и экстремальные значения деформаций поддона.

Один из разделов методики включает исследование деформаций загруженного поддона с опорами, расположенными со смещением к центру поддона. Как показывает анализ деформированного состояния основной расчетной схемы, наибольшие прогибы, как правило, отмечаются на боковой грани консольной части, уравнение упругой линии которой для первой вспомогательной расчетной схемы (см.

рис. 1, б) можно задать в виде кривой 4-го порядка

$$y(x) = -\frac{qa^4}{24D_x} [(1 - 6\xi^2 - 3\xi^3) \times \\ \times \xi - (1 - 6\xi^2 - 4\xi^3) \frac{x}{a} - \frac{x^4}{a^4}], \quad (1)$$

где  $\xi = c/a$ ;  $D_x$  — цилиндрическая жесткость поддона в направлении оси  $x$ .

Из выражения (1) определяют прогиб свободного угла поддона для первой вспомогательной расчетной схемы (при  $x=0$ ):

$$y_1 = \frac{qa^3c}{24D_x} (6\xi^2 + 3\xi^3 - 1). \quad (2)$$

Деформированная поверхность поддона по первой вспомогательной схеме изображена на рис. 2, а. Для второй вспомогательной расчетной схемы (см. рис. 2, б) прогиб угла  $y_2$  можно найти как прогиб свободного угла центральной части поддона, ограниченной точками приложения двух пар сосредоточенных усилий  $P$ , направленных в противоположные стороны. Известно, что прямоугольная пластина при такой схеме нагружения разворачивается в антиклатическую поверхность, характеризующуюся разными знаками кривизны по двум взаимно перпендикулярным направлениям. При этом все прямые, бывшие до изгиба параллельными осям  $x$  и  $z$ , остаются прямыми и после изгиба, повернувшись лишь на некоторый угол.

Для квадратной пластины с длиной диагонали  $d$  получено выражение для прогиба свободного угла относительно плоскости, проходя-

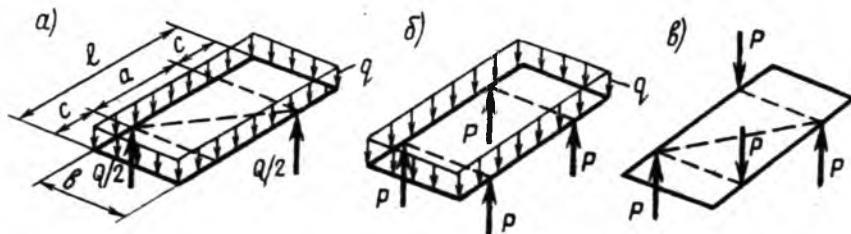


Рис. 1. Основная (а) и вспомогательные (б, в) расчетные схемы поддона

шей горизонтально через две опоры, расположенные по концам диагонали пластины

$$y_2^{*a} = \frac{Pd^2}{8D(1-\mu)}, \quad (3)$$

где  $P$  — реакция в опорах вспомогательной расчетной схемы;  $P=Q/4$ ;  $Q$  — суммарная вертикальная нагрузка от собственной массы формы и бетона;  $Q=qbl$ ;  $q$  — равномерно распределенная нагрузка;  $D$  — цилиндрическая жесткость гладкой изотропной пластины толщиной  $h$ :

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

Для подкрепленных ортотропных пластин  $D$  определяют по известным выражениям.

При переходе к прямоугольной пластине с соотношением сторон  $a:b$  между ее максимальным прогибом  $y_2^{*прям}$  и максимальным прогибом  $y_2^{*кв}$  квадратной пластины со стороной  $b$ , равной одной из сторон прямоугольной пластины, сохраняется зависимость

$$y_2^{*прям} = y_2^{*кв} \frac{a}{b}. \quad (4)$$

Так как в данном случае диагональ квадратной пластины  $d = b\sqrt{2}$ , то для прогиба свободного угла по второй вспомогательной расчетной схеме можно записать

$$y_2 = \frac{P2b^2}{8D(1-\mu)} \frac{a}{b} = \frac{Pab}{4D(1-\mu)} = \frac{qab^2l}{16D(1-\mu)}. \quad (5)$$

Прогиб свободного угла поддона с симметрично смещенными опорами (см. рис. 2, в) равен сумме прогибов  $y_1$  и  $y_2$  вспомогательных расчетных схем, найденных из выражений (2) и (5). Однако учитывая, что неплоскостность поддона определяется как минимальное расстояние между двумя параллельными плоскостями, между которыми вписывается реальная поверхность поддона, установим максимальную деформацию  $y_{\max}$  как перепад по высоте между верхней и нижней точками изогнутой поверхности. Поэтому для данной схемы опирания, при которой для малых длин консоли  $c$  возможны отрицательные значения деформации  $y_1$ , выражение для максимальной деформации

$$y_{\max} = |y_1| + y_2 = \frac{q}{48D_x} \times (|12ac^3 + 6c^4 - 2a^3c| + 3tab^2l), \quad (6)$$

где  $m = \frac{D_x}{D(1-\mu)}$ .

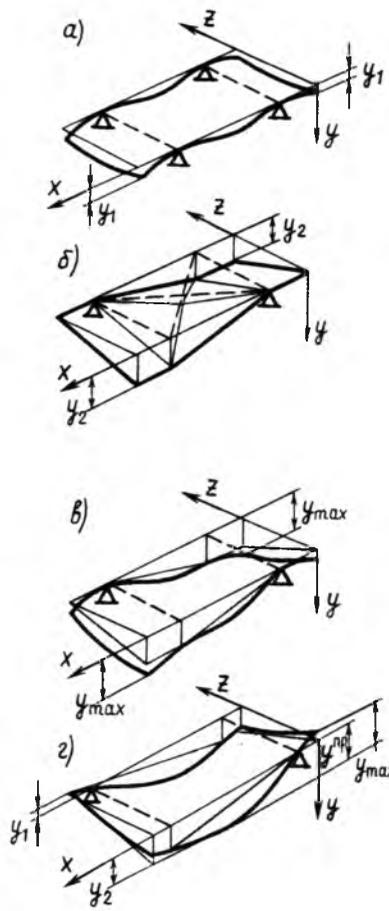


Рис. 2. Деформированная поверхность вспомогательных (а, б) и основной (в, з) расчетных схем с симметрично смещенными опорами  
в — максимальный прогиб на свободном углу поддона; з — то же в пролете между опорами

Для некоторых поддонов с большой жесткостью на кручение при малой длине консоли  $c$  возможно превышение максимального прогиба в пролете между опорами  $y^{пр}$  относительно  $y_2$  (см. рис. 2, г). Для определения условий, при которых поддон имеет данную форму деформированной поверхности, запишем уравнение упругой линии боковой кромки пластины на длине пролета ( $c < x < c+a$ ):

$$y^{пр}(x) = y_1^{пр}(x) + y_2^{пр}(x) = \frac{qa^4}{24D_x} [(6\xi^2 + 3\xi^3 - 1)\xi + (1 - 6\xi^2 - 4\xi^3) \frac{x}{a} - 2(1 + 2\xi) \frac{(x-c)^3}{a^3} + \frac{x^4}{a^4}] + \frac{qab^2l}{16D(1-\mu)}(x-c), \quad (7)$$

причем  $y^{пр}(x)$  достигает максимума при  $x$ , удовлетворяющем равенству

$$\frac{dy^{пр}(x)}{dx} = 0. \quad (8)$$

После необходимых преобразований получим, что число действительных решений кубического уравнения (8) зависит от знака его дискриминанта

$$D' = \frac{l^6}{256} (9m^2\gamma^4 - 256\varphi^3), \quad (9)$$

где  $\gamma = \frac{b}{l}$ ;  $\varphi = \frac{1}{4} - \frac{c}{l}$ .

Если  $D' > 0$ , то есть  $\varphi^3 < \frac{9m^2\gamma^4}{256}$ , то уравнение (8) имеет одно действительное решение, однако соответствующий ему экстремум функции  $y^{пр}(x)$  является не максимумом, а минимумом. Следовательно, в данном случае максимальный прогиб поддона отмечается в его свободном углу (см. рис. 2, в) и максимальные деформации можно установить из выражения (6). Если  $D' < 0$  ( $\varphi^3 > \frac{9m^2\gamma^4}{256}$ ), то уравнение (8) имеет три действительных корня, один из которых, находящийся в интервале  $c < x < (c+a)$ ,

$$x_1 = l \left[ \frac{1}{2} + 2\sqrt{\varphi} \cos(60^\circ + \frac{1}{3} \arccos \frac{3m\gamma^2}{16\sqrt{\varphi^3}}) \right] \quad (10)$$

Подставив полученное значение  $x_1$  координаты максимума функции  $y^{пр}(x)$  в выражение (7), получим максимальный прогиб поддона в пролете между опорными точками (см. рис. 2, з). Так как при  $c/l$ , при которых удовлетворяется неравенство  $\varphi^3 > \frac{9m^2\gamma^4}{256}$ , прогиб консоли по первой вспомогательной схеме  $y_1 < 0$ , то максимальная деформация поддона

$$y_{\max} = |y_1| + y^{пр}(x_1). \quad (11)$$

Использование данной методики позволило рассчитывать разноконсольные и частично загруженные поддоны. Отмечено хорошее совпадение с результатами экспериментов.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Митник Г. С. Диагональное опирание форм // Стальные формы для сборного железобетона (расчет, конструирование, испытания). — М.: Стройиздат, 1970. — С. 17—53.
2. Митник Г. С. Расчет форм // Стальные формы для сборного железобетона (расчет, конструирование, испытания). — М.: Стройиздат, 1970. — С. 54—81.
3. Рекомендации по расчету и конструированию поддонов с раскосной решеткой. — М. НИИЖБ, 1982. — 52 с.

## Нормирование контрольной испытательной нагрузки при проверке прочности железобетонных конструкций

Согласно требованиям ГОСТ 8829—85 прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций определяют наряду с неразрушающими методами путем силового воздействия. Эти испытания являются основными. Полную контрольную нагрузку при проверке прочности конструкций устанавливают, по нашему мнению, недостаточно строго. Согласно ГОСТ 9929—85 ее принимают равной нагрузке, вызывающей в основных сечениях усилия, равные максимальным усилиям от расчетных нагрузок с коэффициентом  $C$ . Численное значение  $C$  назначают в зависимости от характера разрушения, характеристики конструкций, вида арматуры и бетона. При этом его физическая сущность несколько утеряна, в результате чего в некоторых случаях нельзя получить контрольную нагрузку, по прочности близкую к разрушающей.

Так, в источнике [1] указано, что коэффициент  $C$ , равный отношению разрушающей (контрольной) нагрузки к расчетной, выражается в виде отношения средней прочности материалов  $R_m$ , применяемой на производстве, к расчетному сопротивлению  $R$ , используемому при проектировании

$$C = \frac{R_m}{R} = \frac{k}{1 \times 1,64 v}, \quad (1)$$

где  $k$  — коэффициент безопасности, причем  $k_b$  в случае разрушения сжатого бетона без арматуры или по арматуре;  $k_s$  — то же по растянутой арматуре;  $v$  — коэффициент вариации прочности бетона или арматуры, причем  $v_b = 0,135$ ;  $v_s = 0,06$ .

Таким образом, отношение разрушающего (контрольного) момента  $M_c$  (для изгибаемых конструкций) к расчетному  $M$ , заменено отношением прочностей материалов.

Если для изгибаемых железобетонных конструкций, разрушающихся от текучести однородной арматуры одного класса, оба отношения практически эквивалентны, то в случае использования сме-

шанного многоярусного армирования

$$\left. \begin{aligned} M_c &= \sum_{i=1}^n \left[ \bar{R}_{si} A_{si} (h_{oi} - \frac{\bar{R}_{si} A_{si}}{2R_b b}) \right] \\ M &= \sum_{i=1}^n \left[ R_{si} A_{si} (h_{oi} - \frac{R_{si} A_{si}}{2R_b b}) \right] \end{aligned} \right\} (2)$$

$\bar{R}_{si}$ ,  $\bar{R}_b$  — среднеопытное значение предела текучести стержневой арматуры и призменной прочности бетона.

Формулы (1), (2) не эквивалентны, так как в отношении моментов входят разные сопротивления, площади и плечи, да и не ясно, для какого класса арматуры в выражении (1) брать отношение ее прочности.

Положение усугубляется, если рассмотреть часто встречающиеся в практике строительства железобетонные элементы, находящиеся в напряженном состоянии, близком к центральному сжатию. При этом неясно, отношение сопротивлений каких материалов (бетона или арматуры) следует подставлять в формулу (1). Если бетона, то при существенном влиянии армирования на прочность расхождение с разрушающей нагрузкой окажется весьма значительным. Аналогичная ситуация отмечается и в случае разрушения железобетонных элементов по наклонным сечениям. При разрушении от текучести продольной и поперечной арматуры неясно, какое отношение сопротивлений продольной или поперечной арматуры следует подставлять в формулу (1). Раздробление же бетона сжатой зоны над наклонной трещиной при значительных поперечных силах еще не означает, что в формуле (1) необходимо использовать отношение сопротивлений бетона, так как прочность железобетонных элементов с поперечной арматурой зависит и от ее сопротивления.

Таким образом, в некоторых случаях при введении коэффициента  $C$  нельзя получить контрольную нагрузку по прочности, близкую к разрушающей, даже при значительном числе опытов. При

этом нарушаются основные условия равновесия внешних и внутренних усилий. Более того, неизвестно, будет ли контрольная нагрузка, умноженная на  $C$ , занижать или завышать опытную разрушающую нагрузку. Коэффициенты для изгибаемой  $C_b$  внецентренно сжатой  $C_a$  конструкции различны и зависят от изменения прочности бетона и т. п.

Такая неопределенность не может гарантировать надежность проектируемых конструкций, не говоря уже о возможности учета новых результатов исследований и совершенствования расчетных формул. Например, введение в СНиП 2.03.01—84 новых коэффициентов  $\varphi_f$  и  $\varphi_n$ , учитывающих влияние сжатых полков в тавровых элементах и продольных сил при расчете прочности по наклонным сечениям, не влияет на коэффициент  $C$  в ГОСТ 8829—85.

Учитывая это, предлагается внести исправления в ГОСТ и определять контрольную нагрузку по проверке прочности расчетным путем в соответствии со СНиПом. При этом в формулы норм подставляют среднеопытные значения прочностей бетона и арматуры:

$$\bar{R}_s = \frac{R_{sn}}{1 - 1,64 v_{sn}}; \quad (3)$$

$$\bar{R}_b = \frac{R_{bn}}{1 - 1,64 v_{bn}}; \quad (4)$$

где  $v_{sn} = 0,06$ ;  $v_{bn} = 0,135$ .

Допускается также введение опытных значений  $v_s$  и  $v_b$  не превышающих приведенных нормируемых значений, полученных при изготовлении конкретных партий конструкций на заводах ЖБИ.

При этом  $C$  определяют по несложным формулам, например, (2). При этом для большей строгости в формулы норм рекомендуется подставлять вычисленное значение  $A_s$ , а не подобранное по сортаменту арматуры.

Приведенное предложение не усложнит проведение заводских испытаний, поскольку значения контрольных нагрузок указаны в

рабочих чертежах. Проектные же организации полностью просчитывают конструкцию и это нововведение является лишь дополнительным условием необходимости вникнуть в формулы СНиПа и их построение.

Изменение эмпирических коэффициентов в зависимостях норм при переходе от расчетных характеристик к среднеопытным выполняют по разъяснениям норм [2]. Все это уменьшит число грубых ошибок при проектировании и будет способствовать экономичности и надежности типовых железобетонных конструкций.

В случае использования опытных значений  $v_a$  и  $v_b$  результаты заводских испытаний для конкретной партии конструкций направляют в проектную организацию. Там уточняют  $C$  и составляют акт оценки испытаний с участием представителей проектировщиков. Это позволяет быстро устранить излишний запас прочности конструкции.

Рассмотрим реализацию коэффициента  $C$  для сводчатых зданий, разработанных в последние годы в НИИСКе. Анализ их экспериментального сопротивления [3] показывает, что для внецентренно сжатых железобетонных элементов с развитой полкой формулы СНиПа необходимо скорректировать, например, ввести ширину полки  $b_{f,m}$  и  $b_{f,n}$ .

Контрольный заменяющий момент для внецентренно сжатых конструкций

$$(Ne)_{con} = NeC_a, \quad (5)$$

где  $C_a$  — коэффициент перехода от расчетного заменяющего момента к контрольному:  $C_a = C_{a,f}C_{a,e}$ ;  $C_{a,f}$  — коэффициент, служащий для перехода от расчетной нагрузки к контрольной;  $C_{a,e}$  — коэффициент, служащий для перехода от  $e$ , полученного по расчетным нагрузкам, к  $e$ , полученному по контрольным.

Для натуральных фрагментов сводчатых зданий, испытанных в 1985 г. в ЭКБ НИИСК [4], использование приведенных предложений позволило получить  $C_{a,f}$ ,  $(Ne)_{con}$  и  $C_a$  2,19; 154,83 и 2,42, что и подтверждается экспериментами. Кстати, если воспользоваться скорректированными формулами СНиПа, то аналогичный результат получается и по упрощенному экспериментально-расчетному способу, предложенному в источнике [4].

Следовательно, для изгибаемых и внецентренно сжатых конструкций  $C$  сможет существенно отличаться (для рассмотренных сводов  $C_b = 1,25$ , а  $C_a = 2,42$ ). Это весьма убедительно свидетельствует о правильности предлагаемого подхода и необходимости пересмотра назначения коэффициентов  $C$  в ГОСТ 8829—85.

### Выводы

При использовании коэффициента  $C$ , рекомендуемого ГОСТ 8829—85, в некоторых случаях нельзя получить контрольную нагрузку при проверке прочности

железобетонных конструкций, близкую к разрушающей. Такая неопределенность, безусловно, отражается на экономичности и надежности типовых конструкций.

Предложен способ определения коэффициента  $C$ , позволяющий исключить эту неопределенность.

Рассмотрена реализация предлагаемого способа применительно к наиболее сложному случаю — внецентренно сжатым железобетонным сводам. Выявлено, что для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при одинаковом характере разрушения  $C$  может существенно отличаться.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гвоздев А. А., Бердичевский Г. И., Чистяков Е. А. О контроле прочности железобетонных конструкций на предприятиях // Бетон и железобетон. — 1980. — № 9. — С. 17—18.
2. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А. А. Гвоздева. — М.: Стройиздат, 1978. — 208 с.
3. Колчунов В. И. Опыт и некоторые результаты испытаний натуральных фрагментов при внедрении сводчатых зданий // Нелинейные методы расчета пространственных конструкций. Сб. науч. тр. — М.: МИИИ, БТИСМ, 1988. — С. 169—173.
4. Колчунов В. И. Экспериментально-расчетный способ оценки качества по прочности железобетонных панелей-оболочек, предназначенных для трехшарнирных сводчатых зданий // Исследование пространственных систем конструкций зданий и сооружений. — М.: ЦНИИСК, НИИСК, 1986. — С. 64—72.

УДК 624.075.23

А. ЭЛЬ ЛУЗ, И. А. РУСИНОВ, кандидаты техн. наук (КИСИ)

## Шаг поперечного армирования в сжатых элементах

В КИСИ исследовали влияние шага поперечного армирования в пределах 20, 25 и 30  $d$  сжатых стержней — при центральном сжатии на шести образцах размером 200×200×800 мм и внецентренном сжатии при треугольной эпюре деформаций — на 12 образцах размером 100×200×800 мм. Продольная рабочая арматура Ø 16А-III, поперечная сварная

Ø 6А-I, класс бетона В25.

Образцы довели до разрушения при кратковременном нагружении. Тензорезисторами измеряли продольные и поперечные деформации бетона, а также деформации в продольной арматуре [1]. Увеличение шага поперечного армирования в указанных пределах снизило прочность образцов на 2...4%. При внецентренном сжатии при нагруз-

ках 80...90% разрушающих в сжатой арматуре отмечены деформации, соответствующие пределу текучести стали.

Поперечное армирование существенно изменяет напряженно-деформированное состояние сжатых элементов в зонах его размещения, создавая эффект работы бетона в обойме. Деформации бетона защитного слоя достигают предель-

ных значений раньше, чем в ядре. При высоких нагрузках, близких к предельным, происходит местный отрыв защитного слоя от бетонного ядра, причиной которой являются смятие бетона под поперечными стержнями и различие деформирования бетона защитного слоя и ядра. Затем зона трещин распространяется в сечении между поперечной арматурой, отрывается защитный слой, вследствие чего происходит потеря устойчивости сжатой арматуры и наступает полное разрушение конструкции. Относительные поперечные деформации бетона при разрушении составили  $(80...90) \cdot 10^{-5}$ , что соответствует напряжениям в поперечной арматуре 160...180 МПа.

В сечениях между поперечными стержнями продольная арматура под влиянием расширения бетона вовлекается в перемещение в направлении наружного контура элемента. Задерживающее влияние поперечной арматуры на деформации бетона приводит к тому, что продольные стержни испытывают боковое давление бетона, более интенсивное в зоне размещения поперечной арматуры. Оно вызывает поперечный изгиб сжатых стержней, определяемый разницей поперечных перемещений бетона и арматуры в сечениях с поперечными стержнями и между ними. Перемещение стержней ограничивается отпором бетона защитного слоя [2].

Изгиб сжатой арматуры подтвержден экспериментально разницей поперечного расширения бетона в сечениях с поперечной арматурой и посредине между ними, которая составила 30 % в центре сжатых образцах и 30...50 % во внецентренно сжатых.

При полном разрушении центрально и внецентренно сжатых колонн происходит потеря устойчивости сжатых стержней на участках между поперечными стержнями, где влияние поперечной арматуры минимально, а продольная арматура получает наибольшие перемещения. Такая схема разрушения сжатых стержней позволяет рассматривать продольную арматуру как стойку с защемленными концами в местах примыкания поперечных стержней.

Стержень с защемленными концами загружен силой  $P$  от внешней нагрузки  $F$  (рис. 1). Эта сила передается на стержень через сцепление арматуры с бетоном. Стер-

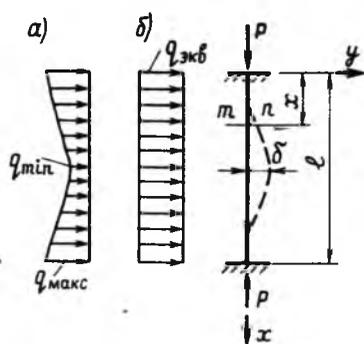


Рис. 1. Расчетная схема арматурного стержня, раскрепленного поперечными стержнями в бетоне

$a$  — фактическая эпюра давления бетона;  $b$  — то же принятая эквивалентная эпюра

жень испытывает поперечное давление в виде неравномерно распределенной нагрузки от сдерживания поперечных деформаций бетона в зоне расположения поперечной арматуры. В расчете принято эквивалентное по прогибу давление бетона на стержень. Отпор со стороны защитного слоя не учитывали, так как потеря устойчивости стержня происходила в момент его отрыва.

Дифференциальное уравнение изогнутой оси стержня

$$EJ \frac{d^2y}{dx^2} = -q \frac{l}{2}x + q \frac{x^2}{2} + q \frac{l^2}{12} - Py, \quad (1)$$

где  $q$  — эквивалентная равномерно распределенная нагрузка на стержень от давления бетона.

Общий интеграл уравнения (1) согласно источнику [3]

$$y = A \sin kx + B \cos kx + \frac{1}{P} \left( -q \frac{lx}{2} + q \frac{x^2}{2} + q \frac{l^2}{12} \right) - q \frac{EJ}{P^2}, \quad (2)$$

где  $k^2 = \frac{P}{EJ}$ .

Наибольший прогиб стержня

$$\delta = \frac{ql^4}{384EJ} + \frac{qPl^6}{384 \cdot 40E^2J^2} + \frac{17qP^2l^8}{384 \cdot 16 \cdot 1680E^3J^3} + \frac{62qP^3l^{10}}{384 \cdot 64 \cdot 60480E^4J^4}. \quad (3)$$

При принятой расчетной схеме наибольший прогиб стержня [4]

$$\delta = \frac{ql^2}{\pi^2(P_3 - P)}, \quad (4)$$

где  $P_3$  — Эйлеровская критическая сила:

$$P_3 = \frac{4\pi^2EJ}{l^2}$$

Приравняв правые части уравнений (3) и (4), получим

$$\frac{P^3}{(70EJ)^4} l^8 + \frac{P^2}{(84EJ)^3} l^6 + \frac{P}{(124EJ)^2} l^4 - \frac{1}{384EJ} l^2 - \frac{1}{\pi^2(P_3 - P)} = 0. \quad (5)$$

Решая уравнение (5), находим критическую длину арматурного стержня

$$l = \frac{\sqrt{13EJ}}{P}. \quad (6)$$

Рассмотрим два случая определения шага поперечного армирования.

**Случай 1.** В процессе эксплуатации конструкции не гарантирована сохранность защитного слоя бетона, например в агрессивной среде или при опасности его механического разрушения. В конструкциях с внешним армированием защитный слой отсутствует. Арматурный стержень работает в упругой стадии и теряет устойчивость в момент появления пластических деформаций. Максимальное усилие, воспринимаемое стержнем,  $P = A_s R_{sc}$ . Подставляя в формулу (6)  $l$  и  $P$ , получим

$$l = u = d \sqrt{\frac{13E_s}{16R_{sc}}}. \quad (7)$$

Шаг поперечного армирования по формуле (7) для продольной арматуры из различных классов стали приведен в таблице.

Класс арматуры	$R_{sc}$ МПа	$E_s \cdot 10^{-3}$ МПа	$u/d$
A-I	225	210	27,5
A-II	280	210	24,7
A-III	365	200	21,1
A-IV	400	190	19,6

**Случай 2.** При качественном защитном слое в арматуре могут быть достигнуты деформации, соответствующие пределу текучести стали, и она находится в неустойчивом равновесии. Поэтому для арматуры принята диаграмма «напряжения — деформации» Прандтля. Разрушение защитного слоя определяется его предельными деформациями и сопровождается потерей устойчивости арматурных стержней. В качестве первого приближения для предельных деформаций защитного слоя принята зависимость

$$\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl} = \epsilon_{el}(1 + \phi), \quad (8)$$

где  $\varepsilon_{el}$  — предельная упругая деформация бетона:  $\varepsilon_{el} = R_b / E_b$ ;  $P$  — усилие в арматурном стержне:  $P = A_s \varepsilon_{s, el} E_s$ .

Подставляя в формулу (6)  $l$  и  $P$ , с учетом  $\varepsilon_s = \varepsilon_b$

$$l = u = d \sqrt{\frac{13E_b}{16R_b(1+\varphi_t)}} \quad (9)$$

На рис. 2 приведена номограмма, построенная по формуле (9) для определения шага поперечного армирования в зависимости от ползучести  $\varphi_t$  и класса тяжелого бетона, подвергнутого ТВО.

### Выводы

Шаг поперечного армирования сжатых элементов можно определять аналитически, а его значения увеличить по сравнению с требованиями действующих норм.

Если прочность защитного слоя обеспечена, шаг поперечного армирования следует вычислять по формулам (7), (9), причем использу-

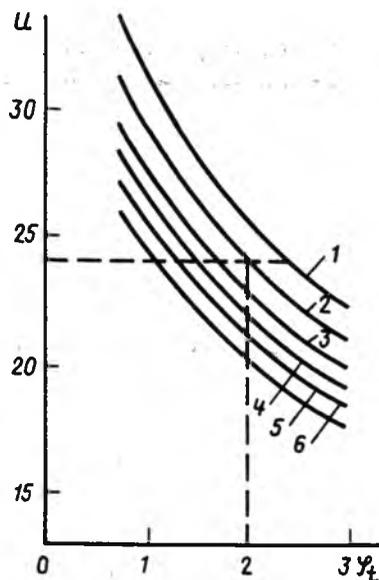


Рис. 2. График для определения шага поперечного армирования в зависимости от характеристики ползучести и класса тяжелого цементного бетона, подвергнутого ТВО  
1 — В15; 2 — В20; 3 — В25; 4 — В30; 5 — В35; 6 — В40

ется большее значение шага. Характеристику ползучести бетона  $\varphi_t$  определяют по значению меры ползучести в соответствии со СНиП 2.05.03—84.

При эксплуатации конструкции в агрессивной для бетона среде или опасности механического разрушения поверхности бетона шаг поперечного армирования определяют без учета защитного слоя по формуле (7).

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Эль Луз А. Совместная работа арматуры с бетоном в сжатых элементах: Автореф. дис. ... канд. техн. наук — Киев, 1988 — 18 с.
2. Макаричев В. В., Муромский К. П. Поперечный изгиб сжатой арматуры // Бетон и железобетон — 1987. — № 6. — С. 19—21.
3. Тимошенко С. П., Лессельс Дж. Прикладная теория упругости / Пер. с англ. А. И. Дымова. — М.: Госуниверситетское научно-техническое изд-во, 1931. — С. 127—128.
4. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий / Под ред. А. А. Уманского. — М.: Госстройиздат, 1960. — С. 791—792.

## НИИЖБ

ГОТОВИТ К ВЫПУСКУ

в 1991—92 гг.

сборники

научных трудов

1. Бетонные конструкции машин и оборудования.
2. Защита бетона и железобетона от коррозии.
3. Совершенствование железобетонных конструкций одноэтажных и многоэтажных зданий.
4. Исследования железобетонных тонкостенных пространственных конструкций.
5. Новые эффективные легкие бетоны и конструкции из них.
6. Бетоны с дисперсными добавками.
7. Бетоны с химическими добавками.
8. Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий. (Сборник молодых специалистов — 1991 г.).
9. Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий. (Сборник молодых специалистов — 1992 г.).
10. Каркасные издания с натяжением арматуры в построечных условиях.
11. Коррозия бетона и железобетона.

Заказы на издания НИИЖБ следует направлять по адресу:

109428, г. Москва,  
2-я Институтская ул., д. 6,  
НИИЖБ, ОНТИ

УДК 691.327:539.4.002.5

О. Ш. КИКАВА, канд. техн. наук (НПКЦ «Азимут»)

## Определение прочности бетона прибором ПБ

Прибор ПБ является склерометром статического действия. Оценка прочности бетона производится по глубине отпечатка индентора с очень высокой точностью, так как глубина внедрения измеряется индикатором.

Прибором ПБ можно измерять прочность образцов-спутников, изготовленных из того же материала, что и основное сооружение, закреплять его с помощью специальных приспособлений непосредственно на конструкциях и измерять их прочность на месте, отбирать фрагменты из готовых сооружений путем высверливания, скалывания и т. п., замоноличивать эти фрагменты в специальных формах для получения образцов-кубов и на них проводить испытания. Одна из сторон куба образуется гладкой поверхностью фрагмента, а остальные три — при замоноличивании бетоном с заранее известными характеристиками, причем по возможности наиболее близкими к характеристикам фрагментов. Прочность в этом случае оценивается сравнением глубины отпечатков индентора на фрагменте и на стороне образца без фрагмента.

Схема установки прибора ПБО для определения прочности бетона в образцах показана на рис. 1. Установка представляет собой жесткую раму, состоящую из двух плит, скрепленных стойками. На нижней плите смонтирован механический привод с ручной подачей. Маховички обеспечивают подачу стола с образцом. На верхней плите укрепляется прибор ПБ, который состоит из корпуса, упругого элемента, винта подачи, индентора, индикатора усилий и индикатора глубины внедрения индентора. В качестве образцов обычно применяют кубы с размером ребер 100 или 150 мм, изготовленные в соответствии с ГОСТ 10180 — 78\*.

Для определения прочности бетона непосредственно в изделиях и

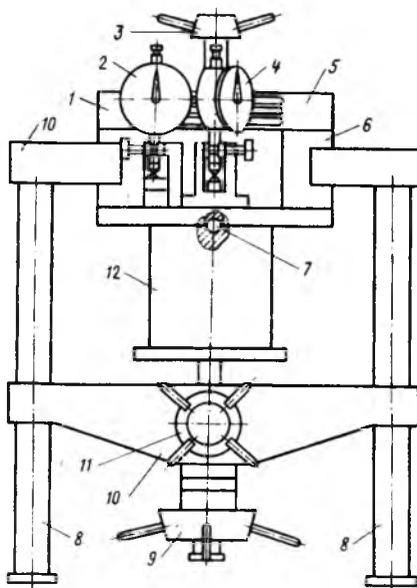


Рис. 1. Установка ПБО для определения прочности бетона

1 — прибор ПБ; 2 — индикатор усилий; 3 — винт подачи; 4 — индикатор глубины внедрения индентора; 5 — пружинный элемент; 6 — корпус; 7 — индентор; 8 — стойки; 9, 11 — маховички; 10 — плиты; 12 — образец

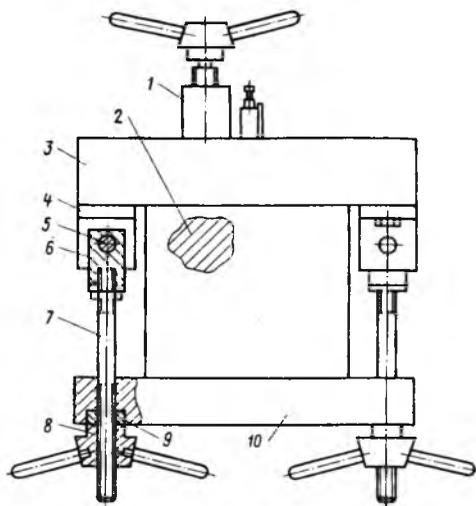


Рис. 2. Устройство направляющей рамы

1 — прибор ПБ; 2 — изделие; 3 — направляющая рама; 4 — кронштейны; 5 — оси; 6 — обоймы; 7 — стяжки; 8 — гайки; 9 — опоры; 10 — плиты

конструкциях применяют прибор ПБ с закрепительными приспособлениями в виде скобы или рамы.

Схема устройства направляющей рамы приведена на рис. 2. На ее торцах закреплены кронштейны с обоймами на осях. В зависимости от толщины изделия в обоймы ввертывают сменные стяжки, которыми рама закрепляется на испытуемом изделии. В держателе предусмотрены сменные рамы, планки и стяжки для изделий длиной до 430, шириной до 600 и высотой до 1200 мм.

Отбор фрагментов применяют в тех случаях, когда приспособления не позволяют закрепить прибор на конструкции или изделии из-за их размеров или сложности формы.

Способ отбора фрагментов (высверливание полыми алмазными зонкерами, вырезка алмазными дисками, скалывание ребра, отрыв со скалыванием и т. п.) не лимитируется, но должен гарантировать отсутствие глубоких трещин. Форма фрагмента определяется способом его отбора, при этом общая высота фрагмента должна быть не менее 40 и не более 60 мм, а его толщина на расстоянии 20 мм от края плоской поверхности не менее 25 мм.

Схема замоноличивания фрагмента в образец эталонного состава и изготовление образца приведены на рис. 3. Комбинированный образец изготавливают в форме куба с ребрами 100 и 150 мм. Фрагмент плоской поверхностью укладывают на поддон формы симметрично ее стенкам, надежно фиксируют, после чего в форму укладывают бетонную смесь эталонного состава. Образец с фрагментом уплотняют и подвергают термовлажностной обработке до набора 100 %-ной прочности. Если отсутствует возможность надежной фиксации фрагмента в форме, то установку фрагмента осуществляют следующим образом: форму на  $\frac{2}{3}$  заполняют бетонной

смесью и уплотняют. Затем на поверхность уплотненной смеси устанавливают образец так, чтобы верхняя его плоскость на 3...5 мм была выше формы. Последнюю полностью заполняют смесью и вибрируют, придерживая фрагмент рукой и предохраняя его от погружения в бетонную смесь. После уплотнения фрагмент легким постукиванием погружают в смесь (без перекосов) заподлицо с бортами формы. Хранение комбинированного образца до начала испытаний осуществляется по ГОСТ 10180—78\*.

Фрагмент комбинированного образца испытывают на установке типа ПБО с использованием прибора типа ПБ.

На плоской поверхности фрагмента и на боковой поверхности образца выполняют по пять единичных испытаний. Схема размещения точек единичных испытаний на фрагменте и на эталонном образце приведена на рис. 4.

Выходным параметром результата испытания является отсчет глубины внедрения индентора  $\Delta y$  в изделие, соответствующий разности рабочего  $P_p$  и предварительного  $P_0$  испытательных усилий, при этом  $\Delta y = 0,5 \cdot \Delta h$ , где  $\Delta h$  — разность показаний индикатора, соответствующая той же разности усилий ( $P_p - P_0$ ).

По результатам единичных испытаний определяют средние результаты косвенного параметра раздельно для фрагмента и боковой грани образца

$$H_\phi = \frac{\Delta y_{\phi_1} + \Delta y_{\phi_2} + \dots + \Delta y_{\phi_n}}{n};$$

$$H_k = \frac{\Delta y_{k_1} + \Delta y_{k_2} + \dots + \Delta y_{k_n}}{n},$$

где  $H_\phi$  и  $H_k$  — средние результаты единичных испытаний соответственно на фрагменте и на боковой грани комбинированного образца.

Прочность бетона на участке конструкции (фрагмента) вычисляют по формуле

$$R_0 = R_k \left( 1 - \frac{H_k - H_\phi}{R_0/K - H_s} \right);$$

где  $R_k$  — прочность бетона эталонного состава на боковой грани комбинированного образца;  $R_0$  — прочность эталонного бетона;  $K$  — коэффициент, зависящий от состава бетона и технологии изготовления образца.

Параметры  $R_0$  и  $K$  определяют экспериментально для каждого

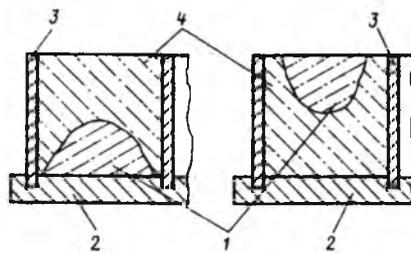


Рис. 3. Схема замоноличивания фрагмента в образец эталонного состава

1 — фрагмент; 2 — поддон; 3 — форма; 4 — бетонная смесь

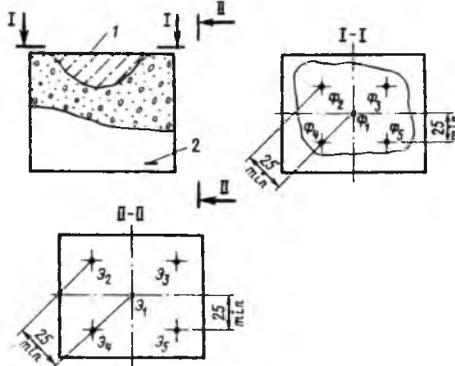


Рис. 4. Размещение точек накола на фрагменте и боковой поверхности комбинированного образца

1 — фрагмент; 2 — бетон эталонного состава

конкретного состава бетона. Математическое значение  $K$  равно тангенсу угла, образованного касательной к графику функции  $R_0 = f(H)$  осью, на которой откладываются значения  $H$ . Определяющую роль для функции  $R_0 = f(H)$  играют цементно-водное соотношение  $C/W$  и удельный расход цемента.

Исходя из эталонной прочности бетона  $R_s$  и допуска на разброс прочности бетона  $R_0 = \pm 0,15 R_s$  (в соответствии с требованиями ГОСТ 10180—78\*) рассчитывают состав бетонных смесей реперных точек. Для подбора состава соответствующих смесей, которые приготавливают из тех же компонентов, что и смесь эталонного состава, по методу трех точек устанавливаем зависимость  $R_0 = f(C/W)$ . Сущность и содержание указанного метода подробно изложены в Руководстве по подбору составов тяжелого бетона (М., 1979). При практической реализации упомянутого метода в нашем случае приготавливается три серии кубов из бетонных смесей с  $C/W = 1,43; 2,0; 2,8$  и одинаковой подвижности (1...4 см).

После тепловлажностной обра-

ботки и хранения до приобретения бетоном 100 %-ной прочности образцы подвергают неразрушающим методам испытаний и затем испытывают на прессе.

По результатам испытаний на прессе строят график и устанавливают значения  $C/W_\phi$  и  $C/W_k$ , отвечающие соответствующим кубиковым прочностям  $R_\phi$  и  $R_k$ , где  $R_\phi = 1,15 R_s$  и  $R_k = 0,85 R_s$ , а также определяют среднюю фактическую прочность бетона в реперных точках  $R_\phi^\phi$  и  $R_k^\phi$

$$R_\phi^\phi = \frac{R_{\phi_1} + R_{\phi_2} + R_{\phi_3}}{3};$$

$$R_k^\phi = \frac{R_{k_1} + R_{k_2} + R_{k_3}}{3}.$$

По результатам неразрушающих испытаний определяют средние отсчеты глубины внедрения индентора

$$\Delta y_\phi = \frac{\Delta y_{\phi_1} + \Delta y_{\phi_2} + \dots + \Delta y_{\phi_n}}{n};$$

$$\Delta y_k = \frac{\Delta y_{k_1} + \Delta y_{k_2} + \dots + \Delta y_{k_n}}{n};$$

$$K = \operatorname{tg} 4 = R_0 / \Delta y_0,$$

где  $R_0$  — прочность эталонного бетона;  $\Delta y_0$  — глубина внедрения индентора в эталонный бетон.

Полученные значения  $R_0$  и  $K$  можно применять в диапазоне прочности  $R = R_s \pm 2\Delta R_0$  (т. е. в интервале, равном  $4\Delta R_0 = 0,6 R_s$ ).

Более подробно все методы проверки прочности бетона прибором ПБ изложены в Методических указаниях, которые можно приобрести в НПКЦ «Азимут». Приборы ПБ выпускают по спецзаказу, в котором необходимо указать приспособления, с которыми прибор должен быть отгружен.

*По вопросу изготовления прибора обращаться по адресам: 109004, Москва, Ульяновская ул., д. 4, кв. 32. НПКЦ «Азимут», а также 486000, г. Чимкент, Тамерлановское шоссе, Прибороремонтный завод.*

*Помощь во внедрении прибора, обучении обслуживающего персонала, проверке прибора и снабжении методическими указаниями можно получить в НПКЦ «Азимут».*

В. К. ВЛАСОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Новый прибор для оценки удобоукладываемости бетонной смеси

Разработка конструкций реологических приборов для оценки формовочных свойств бетонных смесей шла по пути теоретической и практической реологии. В первом случае это привело к появлению громоздких и стационарных приборов, не приспособленных для оперативного контроля на производстве, а также компактных и переносных приборов, пригодных только для исследования цементного теста и раствора. Свойства бетонных смесей при этом оценивают физическими характеристиками — вязкостью, пластической прочностью и др.

Во втором случае это привело к появлению приборов, моделирующих конкретные способы укладки и уплотнения смесей и оценивающих их свойства отвлеченными характеристиками — сантиметрами, секундами и пр. Приборы этого направления получили наибольшее распространение в качестве стандартных для оценки удобоукладываемости в нашей стране и за рубежом.

Существующая шкала оценки удобоукладываемости бетонной смеси по ГОСТ 7473—85 имеет двойственный характер, т. е. состоит из двух различных характеристик — подвижности и жесткости. Это затрудняет изучение удобоукладываемости, и особенно, при оценке влияния добавок, исключает построение моделей практической реологии. Кроме того, для определения жесткости смеси ГОСТ 10181.1—81 рекомендует четыре прибора, действие которых основано на двух различных принципах.

Нами предпринята попытка создания единой шкалы удобоукладываемости на основе показаний прибора, принципиально отличающегося от стандартизированных и основанного на представлениях о бетонной смеси как о неоднородной двухкомпонентной (раствор и крупный заполнитель) системе.

При вибрационном уплотнении смесей обычно выделяют такие стадии уплотнения, как переукладка и перемешивание составляющих,

составной частью которых является вращательное или поступательное движение частиц скелета заполнителей смеси. Можно предположить, что формуемость и уплотняемость бетонной смеси, в совокупности определяющие ее удобоукладываемость, пропорциональны относительной свободе перемещения частиц крупного заполнителя в растворной части или скорости истечения растворной части в присутствии частиц крупного заполнителя.

В первом случае можно использовать прибор с шаром, соизмеримым с частицами крупного заполнителя\*. Погружаясь в смесь, шар преодолевает сопротивление раствора перемещению в нем частиц крупного заполнителя и в полученном значении вибровязкости фиксируется именно это явление. Однако использование шарикового прибора затруднительно из-за неоднозначного влияния скорости погружения шара на показатель вибровязкости.

В предлагаемом приборе реализован второй случай. Прибор представляет собой цилиндрический сосуд диаметром 140 мм, разделенный плоским ситом с отверстиями диаметром 5 мм на две части. Высота верхней части сосуда 90, нижней — не менее 40 мм. В верхнюю часть сосуда на сито помещают пробу исследуемой смеси. Сосуд устанавливают на виброплощадку и вибрируют. Характеристикой удобоукладываемости бетонной смеси предлагается показатель  $У$ , измеряемый в единицах массы и определяемый как количество растворной части смеси, прошедшей сквозь сито за 20 с вибрации сосуда. Большие значения показателя  $У$  относятся к более удобоукладываемым смесям (меньшая жесткость и большая подвижность). Среднее значение коэффициента вариации при определении показателя  $У$  по 2...5 пробам-близнецам в 98 соста-

вах смеси составило 5,7 %.

Для приготовления бетонных смесей, используемых при испытании прибора, применяли Подольский портландцемент марки 400, гранитный щебень фракций 5...20 мм, кварцевый песок с  $M_k = 1,65$ . Сmesi объемом 8 л готовили ручным перемешиванием. Перед определением показателей удобоукладываемости смеси выдерживали 8...10 мин с момента затворения их водой. Удобоукладываемость определяли по ГОСТ 10180.1—81 прибором Красного в литровом сосуде и стандартным конусом Абрамса. На рис. 1...4 представлены полученные зависимости показателя  $У$  от характеристик состава бетонной смеси. Из этих данных можно сделать следующие выводы.

Показатели стандартной удобоукладываемости однозначно определяются показателем  $У$  для смесей со щебнем (см. рис. 1). При введении суперпластификатора С-3 в смеси жесткой консистенции показатель  $У$  однозначно определяет жесткость смесей с добавкой и без нее (см. рис. 2). Для подвижных смесей при одинаковой осадке конуса (ОК) смесь с добавкой С-3 имеет меньшее значение  $У$ , чем смесь без нее (см. рис. 3). Это объясняется тем, что при введении в состав бетона пластифицирующих добавок состав смеси с заданным В/Ц обычно корректируют в сторону насыщения цементного теста песком и щебнем (преимущественно, песком). Это приводит к увеличению контактов между частицами заполнителя и сил внутреннего трения в бетонной смеси (и в большей степени в мелкозернистой) и как следствие к уменьшению удобоукладываемости даже при равной осадке конуса.

Сравнение мелкозернистой бетонной смеси и смеси со щебнем показало, что при одинаковой О. К. мелкозернистые смеси имеют лучшую удобоукладываемость (большие значения  $У$ ), равенство которой достигается уменьшением О. К.

\* Красный И. М., Власов В. К. Прибор для определения вязкости бетонной смеси // Бетон и железобетон.— 1984.— № 10.— С. 13—14.

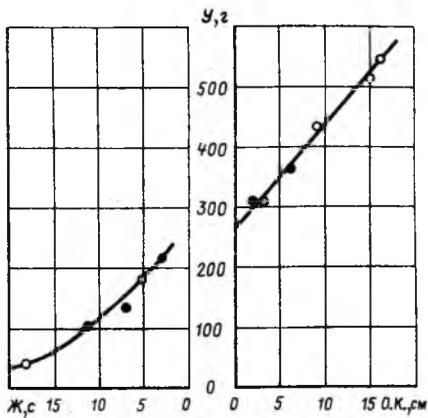


Рис. 1. Зависимость между показателями стандартной удобоукладываемости и показателем  $У$  бетонной смеси со щебнем  
 ○ —  $V/C=0,45$ ; ● —  $V/C=0,75$

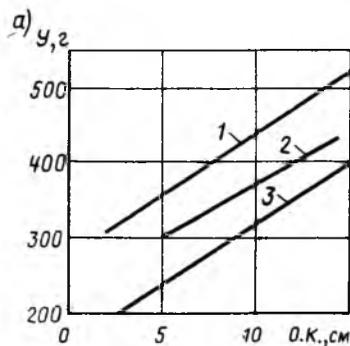


Рис. 3. Зависимость между  $O.K.$  и показателем  $У$   
 а — бетонная смесь со щебнем; б — мелкозернистая бетонная смесь; дозировка С-3: 1 — без добавки; 2 — 0,5 %; 3 — 0,8 %; 4 — 3 % (в составе  $BHВ=100$  на основе Белгородского клинкера)

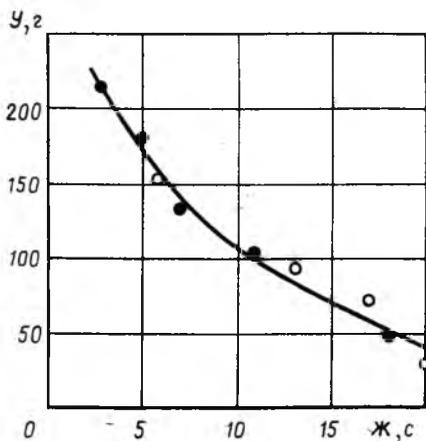
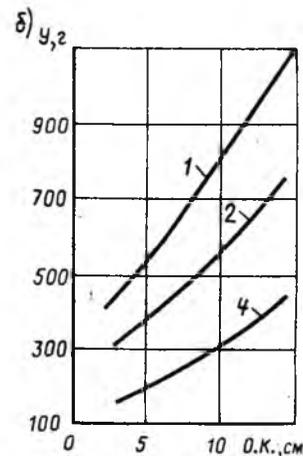


Рис. 2. Зависимость между жесткостью бетонной смеси со щебнем и показателем  $У$  смесей с добавкой С-3 (○) и без нее (●)

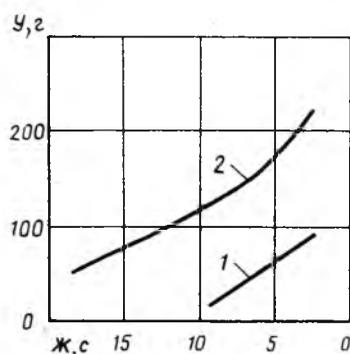


Рис. 4. Зависимость между стандартной удобоукладываемостью и показателем  $У$   
 1 — мелкозернистая бетонная смесь; 2 — смесь со щебнем

мелкозернистой смеси в сторону меньших значений на 1—1,5 марки по удобоукладываемости (см. рис. 4). Так, согласно ГОСТ 5.01.23—83, вместо групп удобоукладываемости, рекомендованных для обычного бетона, для мелкозернистых бетонных смесей следует принимать ближайшую группу с меньшей удобоукладываемостью.

Для жестких смесей мелкозернистые оказались менее удобоукладываемыми, чем смеси со щебнем, что объясняется особенностями определения жесткости прибором Красного. Так, при определении жесткости смеси со щебнем в литровой емкости или в ячейке формы-куба с ребром 10 см прибор часто фиксируется щебеночным каркасом, что приводит к завышению показателя

Марка удобоукладываемости	Показатель $У$ , г	Удобоукладываемость по ГОСТ 10181.1—81, с (см)	Удобоукладываемость, с (см)	
			Марка	по ГОСТ 7473—85
У1	40—100	11—20	Ж2	11—20
У2	101—200	5—10	Ж1	5—10
У3	201—300	Менее 4	П1	(1—4)
У4	301—400	(2—8)	П2	(5—9)
У5	401—500	(9—15)	П3	(10—15)

жесткости. При определении жесткости мелкозернистой смеси прибор, как правило, тонет и в его отверстия выходит не цементное тесто, отделившееся в результате разжижения смеси, а сама бетонная смесь, что приводит к занижению показателя жесткости. Таким образом, применение показате-

лей стандартной удобоукладываемости может привести к искажению реальной картины поведения бетонных смесей из-за принципиального различия в методах оценки ее подвижностью и жесткостью.

На основе проведенных опытов предлагается единая шкала оценки удобоукладываемости бетонных смесей объективной характеристикой  $У$ . Как видно из таблицы, марки удобоукладываемости единой шкалы близки к маркам стандартной удобоукладываемости. Это позволит упростить и снизить затраты на перевод нормативной литературы на единую шкалу, а простота и надежность прибора позволит быстро и своевременно обеспечить им все заводские, строительные и научные лаборатории страны.

И. Э. ШКОЛЬНИК, Г. К. ЯГУНД, доктора техн. наук, профессора (ЦМИПКС); Г. В. РЫКОВ, д-р техн. наук, проф. (МИСИ)

## Диагностика динамических характеристик бетонов по результатам статических испытаний и неразрушающего контроля

Повышение прочности бетонов при динамическом нагружении обычно объясняют с учетом макроскопических представлений о материале [1...3]. Многочисленные исследования позволили создать кинетическую теорию прочности, согласно которой разрушение происходит вследствие больших флуктуаций тепловой энергии движения атомов, что, естественно, требует определенного времени. Согласно этой теории коэффициент динамического упрочнения [4]

$$K_d^{th} = 1 + \frac{kT}{U_0} \frac{E_0}{R \Delta E} \ln \frac{\tau_{ст}}{\tau_d} \quad (1)$$

где  $k$  — постоянная Больцмана;  $T$  — температура, при которой проводят испытания;  $U_0$  — энергия активации разрушения;  $E_0$  — начальный модуль упругости;  $\Delta E/\Delta\sigma$  — параметр, учитывающий физическую нелинейность бетона и равный изменению начального модуля упругости при вариации напряжения на  $\Delta\sigma$ ;  $\tau_{ст}$ ,  $\tau_d$  — время нагрузки на образец до максимального значения при статическом и динамическом деформировании; для обычных температур испытаний  $kT/U_0 \approx 0,016$  (энергия активации разрушения бетона  $U_0 \approx 150$  кДж/моль [4]).

Выразив время нарастания нагрузки через скорости деформирования и деформации, соответствующие прочности, получим

$$K_d^{th} \approx 1 + 0,037 \frac{E_0}{R \Delta E} \lg \frac{\dot{\epsilon}_d}{\dot{\epsilon}_{ст}}, \quad (2)$$

где  $\dot{\epsilon}_d$ ,  $\dot{\epsilon}_{ст}$  — скорости деформирования при динамическом и статическом нагружении бетонов.

Из выражения (2) следует, что для оценки коэффициента динамического упрочнения существует три способа. Расчетный основан на вычислении  $K_d^{th}$  по значениям начального модуля упругости, приведенной прочности по СНиП 2.03.01—84 и  $\Delta E/\Delta\sigma$ , который определяют из уравнения, связываю-

щего напряжения и деформации. Наиболее часто применяемые выражения между  $\sigma$  и  $\epsilon$ , а также вытекающие из них зависимости между прочностью  $R$ , деформацией  $\epsilon_R$  (при  $\sigma = R$ ) и показателем нелинейности  $d\epsilon/d\sigma$

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{d\epsilon}{1 + \beta\epsilon}; \\ R &= \frac{E_0}{\frac{1}{\epsilon_R} + \frac{1}{2} \frac{dE}{d\sigma|_{\epsilon=0}}} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E_0 - \beta\epsilon^2; \\ R &= \frac{E_0}{2 \frac{dE}{d\epsilon|_{\epsilon=0}}}; \\ \epsilon_R &= \frac{1}{\frac{dE}{d\epsilon|_{\epsilon=0}}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= R(1 - e^{-m\epsilon}); \\ R &= \frac{E_0}{\frac{\Delta E}{\sigma}} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

где  $\Delta E = E_0 - E$ ;

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E_0 \epsilon \left(1 - \frac{\epsilon}{2\epsilon_R}\right); \\ R &= \frac{E_0}{2 \frac{dE}{d\epsilon|_{\epsilon=0}}}; \\ \epsilon_R &= \frac{1}{\frac{dE}{d\sigma|_{\epsilon=0}}} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{E_0 \epsilon}{\left(1 + \frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right)^2}; \\ R &= \frac{E_0}{\frac{dE}{d\epsilon|_{\epsilon=0}}}; \\ \epsilon_R &= \frac{4}{\frac{dE}{d\epsilon|_{\epsilon=0}}} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Несмотря на многообразие таких уравнений, с увеличением параметра, характеризующего физическую нелинейность, прочность уменьшается. При этом показатель нелинейности деформирования можно оценить по прочности или соответствующей ей деформации. Так, для зависимости в виде пара-

$$\frac{dE}{d\sigma|_{\epsilon=0}} = \frac{E_0}{2R} = \frac{1}{\epsilon_R}$$

Подставляя это значение в формулу (2) и принимая  $\dot{\epsilon}_{ст} \approx 1 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$ , получим выражение для оценки коэффициента динамического упрочнения бетона

$$K_d \approx 1,4 + 0,07 \lg \dot{\epsilon}_d$$

Таким образом, при заданной зависимости между напряжением и деформацией расчет коэффициента динамического упрочнения бетона можно произвести, исходя из численных значений начального модуля упругости и прочности по СНиП 2.03.01—84.

Второй способ установления коэффициента динамического упрочнения предполагает, что в результате испытаний будет найдена зависимость между напряжением и деформацией. В табл. 1 приведены данные статических испытаний бетонов прочностью 20...136 МПа.

Таблица 1

Серия	Данные статических испытаний при $\dot{\epsilon}_{ст} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ с}^{-1}$		
	R, МПа	$\epsilon_R \cdot 10^{-3}$	n
1	20,0 (±1,5)	2,12 (±0,18)	2,537
2	38,2 (±2,2)	2,11 (±0,15)	1,916
3	46,2 (±3,7)	2,12 (±0,16)	1,764
4	59,3 (±2,2)	2,30 (±0,13)	1,583
5	88,1 (±3,2)	2,64 (±0,10)	1,333
6	97,3 (±3,0)	2,57 (±0,10)	1,277
7	119,4 (±6,0)	2,63 (±0,14)	1,168
8	135,6 (±7,7)	2,60 (±0,13)	1,105

Из зависимости между напряжением и деформацией

$$\sigma = R \left[ 1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right)^n \right],$$

$n = 9,31R^{-0,434}$ , полученной для этих бетонов, следует, что

$$d\sigma = \frac{nR}{\epsilon_R} \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right)^{n-1} d\epsilon. \quad (8)$$

Отсюда переменный и начальный модули упругости

$$E = \frac{nR}{\epsilon_R} \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right)^{n-1}; \quad (9)$$

$$E_0 = \frac{nR}{\epsilon_R}$$

Из формул (8), (9) вытекает, что показатель нелинейности деформирования для испытанных бетонов определяется выражением

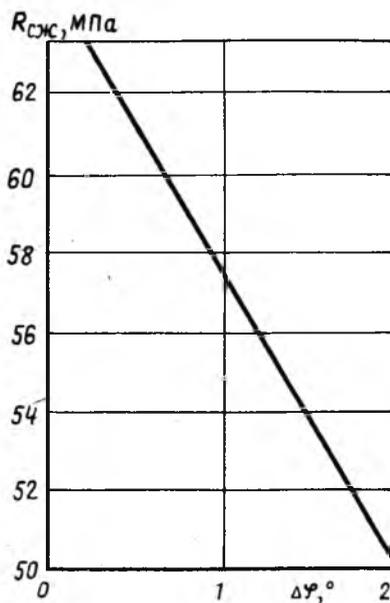
$$\frac{dE}{d\sigma} = \frac{n-1}{\epsilon_R \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right)} \quad (10)$$

Подставив в формулу (2) значения начального модуля упругости и показателя нелинейности деформирования, установленные по результатам статических испытаний, и принимая во внимание, что скорость динамического деформирования в опытах была равна  $\dot{\epsilon}_d \approx 1,5 \text{ с}^{-1}$ , получим

$$K_d^{th} \approx 1 + 0,2 \frac{n}{n-1} \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_R}\right) \quad (11)$$

Результаты вычислений коэффициента динамического упрочнения и его экспериментальные значения приведены в табл. 2.

Как видно из табл. 2, для бетонов прочностью 20...60 МПа (серии 1...4) наименьшее отклонение от опытных данных отмечается при уровнях деформации, близких к нулю, а для бетонов прочностью 97...136 МПа (серии 6...8) — при  $\epsilon/\epsilon_R = 0,7$ . Полученные результаты объясняются тем, что у бетонов с меньшей прочностью нелинейная зависимость между напряжением и деформацией проявляется уже на начальных ступенях нагружения, а для бетонов с высокой прочностью — непосредственно перед разрушением (см. табл. 2). Бетоны серии 5 занимают промежуточное положение — для них нелинейность деформирования существенно проявляется при  $\epsilon/\epsilon_R = 0,5$ . Представленные в табл. 2 данные дают основание полагать, что при не-



Градуировочная зависимость «показатель нелинейности деформирования — прочность»

обходимости коэффициент динамического упрочнения можно с достаточной для практики точностью определить по данным только статических испытаний (без проведения динамических).

По третьему способу  $K_d^{th}$  устанавливают по результатам ультразвуковых и радиоизотопных измерений. Для оценки параметра, характеризующего физическую нелинейность, созданы специальный способ и аппаратура [5]. В соответствии с этим методом бетон в контролируемом участке конструкции нагружают изменением амплитуды ультразвуковых колебаний. При этом аппаратура регистрирует произошедший сдвиг фазы  $\Delta\varphi$  между опорным и исследуемым сигналами, который пропорционален относительному изменению динамического модуля упругости и, таким образом, является показате-

лем нелинейности деформирования. Для образцов высокопрочного бетона, испытанных на заводе ЖБИ-11,  $\Delta E/\Delta\sigma = \Delta E/(E_0\Delta\epsilon) \approx 300\Delta\varphi$  (частота ультразвуковых колебаний  $f = 5 \cdot 10^4$  Гц, средняя скорость их распространения  $v \approx 4500$  м/с, изменение деформации  $\Delta\epsilon \approx 10^{-5}$ ). На рисунке представлена градуировочная зависимость «показатель нелинейности деформирования — прочность», полученная для этих образцов и использованная при контроле бетона в колоннах. Среднее значение показателя нелинейности деформирования для испытанных образцов  $\approx 300$ . С увеличением показателя нелинейности деформирования прочность уменьшается, что соответствует аналогичным зависимостям при статических испытаниях (см. табл. 2). Таким образом, третий способ позволяет производить измерения непосредственно в конструкции и определить фактическую величину динамической характеристики.

#### Выводы

Установлено, что коэффициент динамического упрочнения зависит от начального модуля упругости, показателя нелинейности деформирования и прочности бетона.

Предложено три способа определения коэффициента динамического упрочнения бетона — расчетный, по результатам статических испытаний, неразрушающего контроля.

Показано, что коэффициент динамического упрочнения бетона с достаточной для практики точностью можно установить без дополнительных динамических испытаний.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баженов Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. — М.: Стройиздат, 1970. — 272 с.
2. Экспериментальные исследования процесса деформирования и разрушения бетонов при интенсивных динамических нагрузках / Г. В. Рыков, В. П. Обледов, Е. Ю. Майоров, В. Т. Абрамкина // Строительная механика и расчет сооружений. — 1988. — № 5. — С. 54—59.
3. Механические характеристики бетонов с учетом их разрушения при кратковременных динамических нагрузках / Г. В. Рыков, В. П. Обледов, Е. Ю. Майоров, В. Т. Абрамкина // Строительная механика и расчет сооружений. — 1989. — № 4. — С. 31—34.
4. Школьник И. Э., Долгополов Н. Н. Материаловедческая основа диагностики качества строительных материалов // Строительные материалы. — 1987. — № 11. — С. 27—29.
5. Школьник И. Э. Ультразвуковая диагностика качества бетона по показателям нелинейности деформирования // Бетон и железобетон. — 1986. — № 8. — С. 34—36.

Таблица 2

Серия	$\frac{n}{n-1}$	$\epsilon/\epsilon_R = 0$		$\epsilon/\epsilon_R = 0,5$		$\epsilon/\epsilon_R = 0,7$		$K_d^{exp}$
		Показатели	A	Показатели	A	Показатели	A	
1	1,65	725/1,33	-9,8	1450/1,17	—	2417/1,10	—	1,47
2	2,09	434/1,42	-6,0	868/1,21	—	1447/1,13	—	1,51
3	2,31	360/1,46	+5,2	720/1,23	—	1200/1,14	—	1,39
4	2,72	253/1,54	+18,4	506/1,27	—	843/1,16	—	1,39
5	4,00	—/—	—	252/1,40	+1	420/1,24	—	1,39
6	4,61	—/—	—	—	—	363/1,28	-6,8	1,37
7	6,95	—/—	—	—	—	217/1,42	+9,0	1,30
8	10,52	—/—	—	—	—	133/1,63	+22,5	1,33

Примечания: 1. Перед чертой —  $dE/d\sigma$ , после черты —  $K_d^{th}$ . 2. A =

$$= \frac{K_d^{th} - K_d^{exp}}{K_d^{exp}} \cdot 100 \%$$

УДК 628.813:69.059.4

Ф. М. ИВАНОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); Г. Я. ДРОЗД, канд. техн. наук (Макеевский инженерно-строительный ин-т)

## О сроках службы железобетонных коллекторов

Железобетонные коллекторы для отвода сточных вод — это сооружения, от состояния которых во многом зависит защита окружающей среды от загрязнения как хозяйственно-бытовыми, так и промышленными стоками. Большое число регулярно повторяющихся аварий коллекторов приобретает в последние годы угрожающие размеры, приводит к необратимому загрязнению природных вод и грунтов и требует самого серьезного внимания к длительной стойкости и эксплуатационной надежности этих сооружений [1, 2]. Результаты массовых обследований состояния железобетонных коллекторов и определения срока из эксплуатации

до аварийного повреждения показывают (рис. 1), что положение в этой области явно неблагоприятно.

На основании предварительного обобщения данных обследований можно выделить четыре группы случаев аварийного повреждения коллекторов (см. рис. 1). К первой группе следует отнести коллекторы, в основном отводящие промышленные стоки производств одновременно с хозяйственно-бытовыми стоками, через 4...6 лет поврежденные до аварийного состояния в результате высокой скорости коррозии бетона, превышающей 8 мм/год.

Вторую группу составляют кол-

лекторы, аварийное повреждение которых наступало через 7...20 лет в результате коррозии бетона их стенок со скоростью 5...8 мм/год. Срок службы этих коллекторов зависит от толщины стенок и режима эксплуатации. Сюда входят коллекторы хозяйственно-бытовых и промышленных стоков. Данные на рис. 1 приведены по средним значениям скорости повреждения в процессе эксплуатации. Они могли изменяться в широких пределах.

Большое число аварий в разные сроки для коллекторов хозяйственно-бытовых стоков проходило в сроки от 8 до 22 лет при средней скорости коррозии бетона 3...5 мм/год (третья группа). Такой разброс сроков безаварийной службы коллекторов можно объяснить, прежде всего, различием качества бетона труб, а также степенью заполнения коллектора в процессе эксплуатации. Влияние этих и других факторов на степень эксплуатационной надежности коллектора должно быть установлено специальными исследованиями. К четвертой группе можно отнести коллекторы, проработавшие безаварийно 30 лет. Это коллекторы большого диаметра, и следовательно, с большой толщиной стенок и вентилируемым пространством над потоком жидкости, что снижает концентрацию сероводорода в подсводовом пространстве.

Независимо от причин аварийного разрушения коллекторов из приведенных данных можно заключить, что сроки безаварийной службы железобетонных коллекторов сточных вод очень низки. Учитывая все возрастающую длину коллекторных сетей, трудности их ремонта, восстановления и опасность загрязнения окружающей среды сточными водами, необходимо создать надежные коллекторы, рассчитанные на безаварийную службу в течение десятков лет (свыше 50). Для решения этой задачи необходимы изменения в проектировании, изготовлении, сооружении и эксплуатации коллекторов. Необходимо уточнить нормативы, от которых зависит срок службы железобетона в условиях, характерных для коллекторов сточных вод, и их надежность с точки зрения защиты окружающей среды от загрязнения.

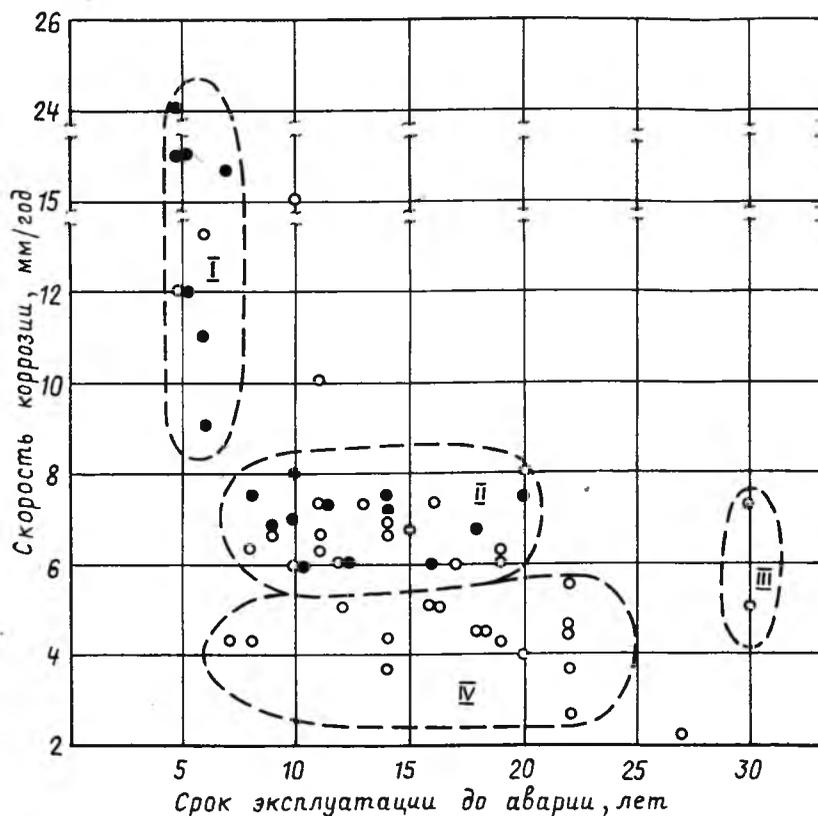


Рис. 1. Срок эксплуатации железобетонных коллекторов до аварии

Коллекторы: ○ — хозяйственно-бытовых стоков; ● — промышленных стоков; I...IV — группы коллекторов

Основным агрессивным веществом сточных вод являются сероводород и содержащие серу органические соединения, микробиологически окисляемые до серной и других кислот. Микробиологическая коррозия и ее возможные последствия следует учитывать при проектировании и эксплуатации железобетонных коллекторов [3...6].

Исследования в натуральных условиях на коллекторах с различным содержанием сероводорода в газовой среде (Актюбинск, Макеевка, Донецк) позволили сопоставить скорость коррозии бетона в газовой среде коллектора и в лабораторных условиях, в которых образцы подвергали действию серной кислоты разных концентраций. Скорость коррозии бетона в коллекторах изучали на образцах из цементного раствора состава 1:1 (цемент : песок) при В/Ц=0,3, подвешенных в подпольном пространстве коллектора. Регулярно определяли концентрацию сероводорода газовым анализом. По потере массы образцов через 6 мес испытаний была рассчитана скорость коррозии (рис. 2). Сопоставление данных о скорости коррозии в серной кислоте разных концентраций [7, 8] и в атмосфере, содержащей сероводород (см. таблицу) показывает, что принятые в СНиП 2.03.11—85 критические значения  $pH=3...4$  для перехода от оценки степени агрессивности среды от средней к сильноагрессивной коррелирует с данными о скорости коррозии бетона в коллекторах. Аналогичная предельная скорость коррозии 0,5 мм/год регламентируется и ДИН 4030 (ФРГ) как критическая, при превышении которой требуется вторичная защита бетона.

Если принять, что железобетонный коллектор выходит из строя, когда толщина его стенок уменьшилась наполовину, то срок его безаварийной службы без вторичной защиты можно элементарно рассчитать в зависимости от скорости коррозии бетона по графикам (рис. 3), наглядно показывающим, что для длительного существования коллектора скорость коррозии бетона не должна превышать 0,5...1 мм/год. Такая скорость коррозии даже в коллекторах для хозяйственно-бытовых стоков у нас не встречается (см. рис. 1). Это значит, что или концентрация  $H_2S$  в газовой среде коллектора превышает 30 мг/м<sup>3</sup>, или бетон не обла-

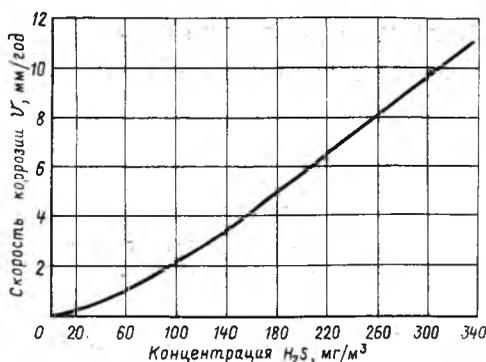


Рис. 2. Зависимость скорости коррозии бетона коллекторов от концентрации  $H_2S$  в подпольном пространстве

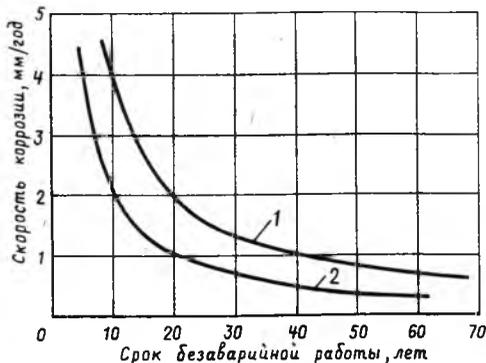


Рис. 3. Расчетный срок службы коллекторов в зависимости от скорости коррозии бетона его стенок

Толщина стенок коллектора: 1 — 80 мм; 2 — 40 мм

дает необходимой стойкостью и должен быть защищен. В связи с приведенными данными можно уточнить нормы СНиП 2.03.11—85. По табл. 2 СНиП 2.03.11—85 степень агрессивности газовой среды во влажной среде для бетона должна быть отнесена при газах групп С и Д (концентрация  $H_2S$  более 5 мг/м<sup>3</sup>) к сильноагрессивной не только для железобетона, но и для бетона. В этом случае при проектировании железобетонных коллекторов сточных вод необходимо учитывать возможную концент-

pH раствора кислоты	Скорость коррозии в $H_2SO_4$ , мм/год по данным		Концентрация $H_2S$ в газовой среде при скорости коррозии по данным эксперимента	Степень агрессивности среды
	рекомендаций [9]	эксперимента		
2	2,1	1,7	80	Сильная
3	0,7	0,6	50	Средняя
4	0,2	0,5	40	Слабая
5	0,06	0,2	20	>

рацию сероводорода. При концентрации до 5 мг/м<sup>3</sup> можно ограничиться повышенными требованиями к непроницаемости бетона; при пограничных концентрациях 5...30 мг/м<sup>3</sup> можно рассчитать сроки службы конструкций без защиты и применить простейшие способы повышения стойкости бетона: поверхностной гидрофобизацией, флюатированием, пропиткой. В остальных случаях следует защищать внутреннюю поверхность бетона коллекторов различными методами. Следует разработать типовые чертежи железобетонных коллекторов для агрессивных стоков, рассмотреть в них возможные методы защиты, в особенности подпольного пространства в виде футеровки кислотоупорной керамикой, кислотоупорными растворами и бетонами разного вида, полимерными материалами в виде пленок, растворов или бетонов, а также пропиткой поверхностного слоя или всего бетона (бетонополимера).

Технико-экономические расчеты, обосновывающие необходимость надежной защиты коллекторов от повреждения в процессе эксплуатации, должны учитывать не только стоимость ремонта и восстановления конструкций, но и потери от простоев предприятий, обслуживаемых коллектором.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Иванов Ф. М., Дрозд Г. Я. Долговечность бетонных и железобетонных коллекторов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 12. — С. 32—33.
- Дрозд Г. Я., Иванов Ф. М. Бетонные и железобетонные канализационные коллекторы // Водоснабжение и сантехника. — 1988. — № 2. — С. 8—10.
- Hucek — van der P l a s E. H. The microbiological deterioration of porous building materials // Int. Biodeterioration Bull. — 1986. — № 4. — P. 11—28.
- Дрозд Г. Я., Рожанская А. М. Роль микроорганизмов в разрушении бетонных канализационных коллекторов // Микробиологический журнал. — 1989. — № 6. — С. 86—89.
- J. Hořeně, S. Modry. Biochemická korose betonu ve stokach // 5 Conferencia: Ochrana stavebneho diela pred korosiou. — Bratislava, 1976. — S. 11—16.
- Андреев Е. Н., Козлова И. А. Литотрофные бактерии и микробиологическая коррозия. — Киев: Наукова думка, 1977. — 164 с.
- Любарская Г. В. Коррозия бетона в кислых агрессивных средах // Тр. НИИЖБ. — 1974. — Вып. 17. — 154 с.
- Карнаухова Л. Н., Петров-Денисов В. Г. Исследования физико-химических процессов и закономерностей массопереноса при коррозии цементного камня в кислых средах // Коррозионная стойкость бетона и железобетона в агрессивных средах. — М., 1984. — С. 82—98.
- Рекомендации по оценке степени коррозионного воздействия слабоагрессивных кислых сред на бетон. — М., НИИЖБ, 1986. — 14 с.

удк 666.97.035.5

В. П. ПЛЕТНЕВ, К. З. СМАИЛОВ, Ф. Б. АБДУШКУРОВ, И. М. ЛЕГНОВСКИЙ,  
кандидаты техн. наук (Целиноградский инженерно-строительный ин-т)

## Бетоны на основе электротермофосфорного шлака

Потребность в портландцементе Целиноградского домостроительного комбината (ЦДСК) составляет 29 тыс. т в год. Однако она не всегда обеспечивается из-за дефицита цемента и неритмических его поставок заводами-изготовителями.

Вместе с тем Алма-Атинским институтом ВНИИСтромпроект предложено использовать электротермофосфорный шлак — отход ПО «Каратау» вместо портландцемента при производстве бетонных и железобетонных изделий. Основываясь на данных института, ЦДСК переведен на использование указанного отхода, что обусловило необходимость изучения технических свойств электротермофосфорного шлака для приготовления бетона на его основе.

В исследованиях использовали электротермофосфорный шлак тонкостью помола 20...20 % по остатку на сите № 008 с насыпной плотностью 1,29 г/см<sup>3</sup> и истинной плотностью 2,94 г/см<sup>3</sup>.

Таблица 1

Состав вяжущего, %		Предел прочности при сжатии, МПа		
шлако-портланд-цемент	электро-термо-фосфорный шлак	через 28 сут	после пропаривания при температуре, °С	
			82—85	90—95
0	100	15,2	7,7	9,6
7	93	16,4	9,1	10,2
13	87	18,8	11,4	12,2
20	80	20,2	12,6	13,6
30	70	22,0	12,8	13,7
40	60	23,0	13,2	14,2
50	50	24,8	13,2	14,8
70	30	25,0	14,1	16,7
100	0	27,3	18,4	19,7

Примечание. Образцы пропаривали по режиму 3+2+10+12 ч.

Химический состав шлака представлен следующими оксидами, % по массе: CaO — 41...48; SiO<sub>2</sub> — 41...44; Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> — 6,5...7,3; MgO — 2,7...3,7; P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> — 0,25...1,6.

Шлакопортландцемент марки 300 Карагандинского цементного завода имеет насыпную плотность

Таблица 2

Состав	В/В	Расход материалов на 1 м <sup>3</sup> бетона, кг				Удобоукладываемость Ж, с (О.К., см)	Предел прочности при сжатии, МПа
		вяжущее	вода	песок	щебень		
1	0,44	250	100	713	1457	140	14,5
2	0,45	250	113	702	1434	40	13,6
3	0,50	250	125	691	1413	32	9,2
4	0,55	250	138	680	1390	22	8,4
5	0,60	250	150	671	1362	(1,5)	7,1
6	0,65	250	163	663	1340	(5)	6,2
7	0,35	250	123	667	1365	60	16,4
8	0,40	250	140	652	1333	20	15,1
9	0,45	350	158	637	1301	10	14,2
10	0,50	350	175	622	1269	(1)	12,5
11	0,55	350	193	607	1237	(7)	8,3
12	0,32	350	135	630	1281	80	16,8
13	0,35	350	158	610	1242	30	15,2
14	0,40	450	180	590	1203	(1,5)	13,7
15	0,45	450	203	570	1164	(9)	10,7
16	0,50	450	225	550	1124	(14)	6,3
17	0,55	450	248	530	1084	(20)	5,6

Примечание. Бетон твердел в пропарочной камере по режиму 3+2+10+12 ч

1,26 г/см<sup>3</sup> и истинную плотность 3,05 г/см<sup>3</sup>, тонкость помола 13,1 % и нормальную густоту 25,4 %.

Речной песок Рождественского месторождения (Целиноградская обл.) имеет насыпную плотность 1,53 г/см<sup>3</sup>, истинную плотность 2,56 г/см<sup>3</sup> и  $M_k=2,91...3,1$ . По содержанию зерен гравия (20...21 %), глинистых и илстых примесей (3,5...6,5 %) песок не отвечает требованиям ГОСТ 8735—75.

Щебень Еремантауского завода с насыпной массой 1,34 г/см<sup>3</sup>, истинной плотностью 2,66 г/см<sup>3</sup>, содержанием пылевидных примесей в пределах 2,6 % по наличию лешадных зерен (47...57 %) не удовлетворяет требованиям ГОСТ 8269—72.

В качестве пластификатора использовали водный раствор ЛСТМ-2, являющийся представителем добавок гидрофобизирующего действия, а в качестве ингибитора — поташ в соответствии с требованиями СНиП III-IV-83.

Исследование свойств исходных материалов и изделий на их основе проводили по стандартным методикам. Результаты исследования активности электротермофосфорного шлака (табл. 1) показывают, что он способен твердеть и набирать прочность как в естественных условиях (температура 20±2 °С и влажность 100 %), так и в процессе термовлажностной обработки.

Исследованиями по подбору состава тяжелого бетона на шлаковом вяжущем (табл. 2) установлено, что его прочность подчиняется закону водовяжущего отношения (В/В), т. е. с уменьшением В/В предел прочности при сжатии образцов повышается. С увеличением расхода вяжущего прочность бетона растет. Однако при дозировках свыше 350 кг/м<sup>3</sup> прирост прочности не существен. В связи с этим за оптимальное количество вяжущего

Таблица 3

Состав бетона						Подвижность, см	Прочность при сжатии, МПа, в камерах	
вяжущее, кг	щебень, кг	песок, кг	ЛСТМ, л	поташ, л	вода, л		ямная	щелевая
350	1150	800	—	—	166	2—3	15,3	12,9
350	1150	800	13	—	113	2—3	18,2	14,7
350	1150	800	—	3,4	146	2—3	19,2	16,0
350	1150	800	13	3,4	113	2—3	18,6	16,2

Примечание. Показатели прочности средние для трех образцов.

принят его расход 350 кг/м<sup>3</sup>, который при использовании жестких смесей обеспечивает класс бетона В12,5, а оптимальными составами следует считать составы 7 и 13 (см. табл. 2).

Зависимость прочности бетона на шлаковом вяжущем от условий твердения оценивали сравнением прочности образцов, пропаренных в камерах по режиму 3+2+10+12 ч (предварительная выдержка + + подъем температуры + изотермия + охлаждение) с температурой изотермии 65...70 °С, 82...85 °С, и твердевших в нормальных условиях. Время выдержки отформованных образцов перед пропариванием изменяли от 3 до 12 ч, а продолжительность периода охлаждения — от 2 до 12 ч. Время подъема

температуры и изотермии оставалось неизменным и составило 2 и 10 ч соответственно. Температуру изотермии приняли 90...95 °С.

Часть образцов после гидротермальной обработки по режиму 3+2+10+2 ч и температуре изотермии 90...95 °С выдерживали при относительной влажности 70...80 % и температуре 20 °С до 90 сут и изучали кинетику изменений прочности бетона на образцах в возрасте 7, 14, 28, 60 и 90 сут. Показатели прочности сравнивали с прочностью образцов, не подвергавшихся гидротермальной обработке и твердевших на воздухе с относительной влажностью 70...80 % и температурой 20 °С.

Образцы приготавливали из бетона оптимального состава 7 по табл. 2.

Установлено, что прочность бетона на шлаковом вяжущем зависит от температуры гидротермальной обработки (табл. 3), а также от времени предварительной выдержки отформованного изделия перед пропариванием. При этом с увеличением сроков твердения прочность бетона повышается. Так, увеличение прочности бетона к 90 сут достигает 25 % по сравнению с прочностью в возрасте 7 сут.

Исследование влияния добавок ЛСТМ и поташа на свойства бетона показало, что введение в бетон 13 л/м<sup>3</sup> раствора ЛСТМ (плотностью 1,02 г/см<sup>3</sup>) повышает его прочность на 2...3 МПа. Аналогичный эффект наблюдается и при введении 3,4 л/м<sup>3</sup> раствора поташа плотностью 1,3 г/см<sup>3</sup>. Комплексное введение указанных добавок также обеспечивает повышение прочности бетона.

Результаты исследований показали, что вяжущее из электротермофосфорного шлака обеспечивает получение тяжелых бетонов классов В7,5...В15.

Учет полученных зависимостей позволил Целиноградскому ДСК в течение 1983 г. выпустить 1847 м<sup>3</sup> изделий на основе электротермофосфорного шлака и получить 480 т экономии портландцемента.

## НОВОЕ ПОСОБИЕ

### по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций

В нашей стране изготавливается более 30 млн. м<sup>3</sup> различных предварительно напряженных железобетонных конструкций. Почти все заводы пользуются при этом «Руководством по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций», разработанным НИИЖБ и изданным в 1975 г.

За прошедшие годы произошли значительные изменения в рассматриваемой области: переработаны все стандарты, технические условия; освоено производство новых классов арматурных сталей, созданы новые машины для заготовки и натяжения арматуры и т. д.

НИИЖБ подготовил новое Пособие по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций. Пособие состоит из 185 страниц машинописного текста с 35 рисунками и 31 приложения (97 страниц) с 45 рисунками.

Используя Пособие, можно сократить трудозатраты, улучшить качество изделий, уменьшить процент брака, увеличить объем производства при том же расходе цемента.

По заявкам организаций НИИЖБ готов передать рукопись Пособия по договорной цене 2,2 тыс. руб. Пособие будет направлено не позднее чем через месяц после перевода денег на счет Института. Кроме того НИИЖБ может заключить договор на оказание консультативной помощи.

Адрес Института: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6.  
Расчетный счет № 505804 в Волгоградском отделении МИБ, МФО 20101.,  
тел. 171-93-71 Павлова Л. П., 174-85-48 Масленников Ю. Л.

УДК 666.972

## Цементы и их свойства в бетоне

Основной из задач, стоящих перед строителями и технологами при производстве бетона и железобетона, является экономное и рациональное использование сырьевых, топливно-энергетических и других ресурсов. Решение этой проблемы неразрывно связано с повышением эффективности использования цемента, так как возможности различных его видов неодинаковы, что при прочих равных условиях обуславливает различия в физико-механических характеристиках бетона. Значительный научный и практический интерес представляет «Каталог основных строительно-технических свойств цементов», разработанный в Отраслевой научно-исследовательской лаборатории «Цемент» МАДИ.

По структуре и характеру представленного в Каталоге материала рецензируемую работу можно рассматривать как справочное пособие. Известно, что оценка свойств цементов по ныне действующим стандартам недостаточна. Так, цементы близких минералогических составов, одного вида и марки могут обладать различающимися свойствами, не нормируемыми стандартами, однако влияющими на прочность, деформативность, долговечность и, следовательно, на эффективность использования бетонов. Такие различия не учитывают при проектировании бетона по широкому кругу его строительно-технических свойств, хотя в них заключаются огромные резервы повышения эффективности использования цементов. Такое положение во многом объясняется отсутствием систематизированной информации о свойствах цементов.

Многообразные условия эксплуатации сооружений и конструкций вызвали необходимость в разработке цементов разных видов и марок, количество которых непрерывно растет. Однако исследования показывают, что в некоторых случа-

ях выпускаемая цементной промышленностью продукция может обеспечить выпуск большего объема бетона благодаря более эффективному использованию в нем цемента без расширения его номенклатуры. Этому посвящены данные, приведенные в Каталоге, авторы которого впервые в отечественной практике сделали попытку разработать технический документ, позволяющий выявить связь между свойствами бетона и цемента.

Каталог составлен по цементам 30 заводов, а всего в этом справочнике приведены свойства 70 видов и марок цемента. Для удобства пользования Каталогом приводятся пояснения и указания на конкретных примерах, в том числе с помощью специальной номенклатуры. По каждому виду цемента конкретного завода составлено три формы, включающие характеристики цемента (на основании отбора представительных проб), а формы 2 и 3 содержат сведения, характеризующие свойства бетонных смесей и бетонов различной удобоукладываемости и марки (класса). Цифровой материал, представленный в таблицах соответствующих форм, носит полный информационный характер и в то же время лаконичен.

При выборе конкретного цемента производитель бетонных работ, проектировщик, технолог могут, пользуясь материалами «Каталога», с достаточной степенью достоверности оценить будущие свойства бетонной смеси и бетона, так как в каждом конкретном случае производитель работ имеет дело с различными заполнителями и цементами различных свойств. Кроме того, Каталог интересен и с точки зрения систематизации данных может рассматриваться как первый этап разработки и создания подобных изданий.

К сожалению, данные, приведенные в таблицах и формах, не

доведены до практических выводов и рекомендаций. При дальнейшей переработке Каталога авторам следовало бы по каждому цементу дать рекомендации по оптимальным областям их применения.

Рецензируемый труд является достаточно хорошим примером того, как широко поставленные многолетние экспериментальные работы могут не только способствовать созданию справочной литературы, но и представлять собой обобщения и рекомендации для практической деятельности.

М. И. БРУССЕР, канд. техн. наук

## Выйдут в свет:

Афанасьев А. А., Данилов Н. Н., Бучар Г. **Технология монолитного бетона и железобетона:** Учеб. для вузов.— М.: Стройиздат, 1991.— 21 л.: ил.— 3 р. 50 к., 15000 экз.

Даны теоретические основы и практические положения по методам и средствам выполнения всех технологических этапов при возведении монолитных зданий и сооружений. Особое внимание уделено индустриализации технологических процессов, в том числе в экстремальных природно-климатических условиях, особенностям технологии при техническом перевооружении и реконструкции предприятий, обеспечению качества строительной продукции. Намечены пути дальнейшего совершенствования технологии монолитного бетона и железобетона.

Для студентов инженерно-строительных вузов.

Сизов В. П. **Рациональный подбор составов тяжелого бетона.**— М.: Стройиздат, 1992.— 12 л.: ил.— (Наука — строит. пр-ву).— 3 р. 90 к.

Излагается расчетно-экспериментальный метод проектирования составов всех видов и классов тяжелого бетона и бетонных смесей с заданными свойствами при наименьшем расходе цемента, а также методика экспериментальной проверки составов. Для облегчения расчета и ускорения подбора составов бетона разработаны номограммы, графики, таблицы для назначения всех необходимых параметров. Приведены основные теоретические положения, являющиеся основой метода проектирования составов бетона.

Для научных и инженерно-технических работников заводских и строительных лабораторий, трестов, СМУ.

## РЕКОМЕНДАТЕЛЬНЫЕ ДОКУМЕНТЫ НИИЖБ

Шифр	Наименование	Цена, руб.	Шифр	Наименование	Цена, руб.
2.2.	Рекомендации по обследованию возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций и оценке их качества с применением неразрушающих методов	300	11.3.	Рекомендации по ремонту ячеистобетонных стен жилых и промышленных зданий	420
3.2.	Рекомендации по способам натяжения преднапряженной арматуры с использованием приборов ПИН-5 и замоноличиванию стыков каркасных и крупнопанельных зданий	180	13.1.	Рекомендации по определению агрессивности грунтов по отношению к бетону фундаментов в районах вечной мерзлоты	100
3.3.	Рекомендации по проектированию косвенного армирования концевых участков преднапряженных конструкций со стержневой арматурой	180	13.2.	Рекомендации по назначению проектных марок бетона по морозостойкости	180
3.4.	Рекомендации по проектированию железобетонных составных свай	180	13.3.	Рекомендации по определению коррозионной стойкости цемента и бетона в агрессивных сульфатных средах	120
5.1.	Рекомендации по устройству теплых полов животноводческих зданий на основе вторичного полиэтилена	120	13.4.	Рекомендации по методам определения коррозионной стойкости бетона	120
6.1.	Рекомендации по проектированию бетонных и железобетонных конструкций для жаркого климата	500	14.1.	Рекомендации по проектированию и возведению самонапряженных емкостей	120
7.1.	Рекомендации по управлению составами бетона по результатам оперативного контроля входных и выходных параметров	120	14.2.	Рекомендации по применению бетонов на напрягающем цементе в монолитном и сборно-монолитном строительстве	120
7.3.	Рекомендации по технологии изготовления фундаментных и дорожных плит из грунтобетона	120	16.2.	Рекомендации по определению расчетной стоимости, трудоемкости и энергоемкости стыковых и узловых соединений сборных и сборно-монолитных железобетонных конструкций на стадии проектирования	500
7.5.	Рекомендации по изготовлению панелей внутренних стен на высокомеханизированных линиях вертикального формования	180	16.3.	Рекомендации по усредненным нормам расхода цемента на 1 м <sup>3</sup> бетона и строительного раствора в конструкциях и изделиях	240
8.4.	Рекомендации по назначению отпускной прочности сборных железобетонных изделий с учетом кинетики твердения в различных условиях	180	16.4.	Рекомендации по определению экономической эффективности обследования и усиления железобетонных конструкций на действующих предприятиях	190
9.1.	Рекомендации по применению бетона с добавками электролитов и суперпластификатора при устройстве буронабивных сваях в вечномерзлых грунтах	180	16.6.	Рекомендации по определению величины трудноустраняемых потерь цемента при производстве бетона и железобетона	120
9.2.	Рекомендации по применению безгипсовых портландцементов с комплексными добавками для бетонирования монолитных и изготовления сборных конструкций	300	16.7.	Рекомендации по определению экономической эффективности обеспечения и повышения огнестойкости железобетонных конструкций	130
9.3.	Рекомендации по гелиотермообработке бетонных и железобетонных изделий с применением пленкообразующих составов	130			
9.4.	Рекомендации по комбинированной гелиотермообработке бетонных и железобетонных изделий в формах с покрытием СВИТАП на гелиополигонах круглогодичного действия	170			
9.5.	Рекомендации по тепловлажностной обработке железобетонных изделий в ямных гидроаэроциклонных камерах	170			
10.2.	Рекомендации по применению арматурной стали винтового профиля	100			

В связи с переходом НИИЖБ на полный хозрасчет и самофинансирование изменяется порядок рассылки Рекомендаций, издаваемых самим институтом, по применению в практике новых разработок института. Получение Рекомендаций НИИЖБ возможно при компенсации части денежных средств, затраченных на проведение научно-исследовательских работ, результатом которых явилась разработка данных Рекомендаций.

Гарантийные письма на приобретение Рекомендаций следует направлять по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, ОНТИ.

УДК 693.74

Григорьев А. Б., Попов К. Н., Фиговский О. Л. **Бетон для мозаичных полов**//Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 2—4

Для покрытий полов промышленных и общественных зданий предложен бетон на цветном пористом стеклокристаллическом щебне дорсил. Исследованы физико-механические характеристики бетосила, модифицированного эпоксидной смолой по сравнению с мозаичными бетонами на мраморном заполнителе и добавками полимерных дисперсий. Установлены повышенная трещиностойкость и износостойкость полов из бетосила.— Ил. 1, табл. 4.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327.32:666.64-492.3

Вайнштейн М. З. **Керамзитобетоны на предварительно пропитанном раствором СДО керамзитовом гравии**//Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 4—6

Изложены результаты исследования влияния гидрофобизации керамзита на его свойства (среднюю плотность, прочность при сжатии в цилиндре, адгезию к раствору, водопоглощение и морозостойкость), а также на свойства керамзитобетонных смесей и бетонов (удобоукладываемость смеси, среднюю плотность и прочность, сцепление с арматурой, модуль упругости, морозостойкость).— Ил. 4, табл. 2.

УДК 693.547.32

Крылов Б. А., Ли А. И. **О воздействии электрического тока на твердение бетона** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 7—8

Рассмотрены электрофизические процессы, протекающие при обработке переменным и постоянным электрическим токами материалов на основе цементных вяжущих. Установлено, что интенсификация твердения арболита, бетона и им подобных материалов при обработке переменным и постоянным электрическим токами знакопеременных импульсов зависит только от температурного фактора.— Табл. 2.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.012.45.046.5

Краковский М. Б., Долганов А. И. **Надежность нормальных сечений внецентренно сжатых прямоугольных железобетонных элементов** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 9—10

Методами статистического моделирования исследована надежность нормальных сечений внецентренно сжатых элементов. Случайными величинами были прочность материалов и модуль упругости бетона. Учтена возможность появления различных отказов. Выявлены случаи недостаточной и избыточной надежности. Даны предложения по корректировке формул.— Ил. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 691-4:691.327

Байков В. А., Кириллов А. И. **Расчет деформаций форм для изготовления железобетонных изделий** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 2. С. 13—14.

Изложена методика расчета деформации поддонов при диагностическом опирании, позволяющая с помощью аналитических выражений описать деформированную поверхность поддона и определить прогиб в любой из ее точек.— Ил. 2.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.41:539.4

Колчунов В. И., Залесов А. С. **Нормирование контрольной испытательной нагрузки при проверке прочности железобетонных конструкций** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 15—16

Предложен способ определения коэффициентов  $C$  для перехода от расчетных нагрузок к контрольным, позволяющий исключить некоторые неопределенности и улучшить совпадение контрольной с испытательной. Выявлено, что для изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов при одинаковом характере разрушения,  $C$  может существенно отличаться.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.075.23

Эль Луз А., Русинов И. А. **Шаг поперечного армирования в сжатых элементах**//Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 16—18

Исследовано влияние на прочность увеличения шага поперечного армирования сжатых элементов до 25 и 30d сжатых стержней. Прочность при кратковременном сжатии снизилась на 2...4%. Предложена формула для определения шага поперечной арматуры колонн в зависимости от класса бетона и характеристики ползучести. Если при эксплуатации нельзя гарантировать сохранность защитного слоя, шаг поперечной арматуры зависит от класса стали сжатых стержней.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327:539.4.002.5

Кикава О. Ш. **Определение прочности бетона прибором ПБ** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 19—20.

Описаны прибор ПБ и методика определения прочности бетона в образцах и конструкциях без разрушения.— Ил. 4.

УДК 693.546.002.5

Власов В. К. **Новый прибор для оценки удобоукладываемости бетонной смеси**//Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 21—22

Предлагается конструкция нового прибора для оценки удобоукладываемости бетонной смеси по количеству растворной части, прошедшей сквозь сито с отверстиями диаметром 5 мм за 20 с вибрации. На основе показателя  $U$  предложена единая шкала оценки удобоукладываемости подвижных и жестких смесей.— Ил. 4, табл. 1.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 691.327:620.179.16

Школьник И. Э., Ягунд Г. К., Рыков Г. В. **Диагностика динамических характеристик бетонов по результатам статических испытаний и неразрушающего контроля** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 23—24

Изложены теоретические основы диагностики динамических характеристик бетонов. Предложены способы определения коэффициента динамического упрочнения бетонов по результатам статических испытаний. Даны рекомендации по оценке коэффициента динамического упрочнения неразрушающими методами.— Ил. 1. Табл. 2.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 666.97.035.5

**Бетоны на основе электротермофосфорного шлака** / В. П. Плетнев, К. З. Смаилов, Ф. Б. Абдушкурова, И. М. Легновский // Бетон и железобетон.— 1992.— № 2.— С. 27—28

Приведены результаты исследований активности электротермофосфорного шлака, позволившие получить гидравлическое вяжущее оптимального соотношения компонентов: 13% шлакопортландцемента и 87% электротермофосфорного шлака. На основе шлакового вяжущего подобраны составы тяжелых и легких бетонов с учетом закона водовяжущего отношения классов В7,5...В15.— Табл. 3.

- Grigorjev A. B., Popov K. N., Phigovskyj O. L.* Concrete for mosaic coverings of floors
- Vajnshtejn M. Z.* Keramsite concretes on keramsite gravel preliminarily impregnated by solution of SDO
- Krylov B. A., Ly A. I.* On the action of electric current on a hardening of concretes
- Krakovskij M. B., Dolganov A. I.* Safety of a normal sections of reinforced concrete rectangular elements compressed out-of-centre
- Dodonov M. I., Kunizhev V. Kh., Khormiz N. D.* Deflections of slabs of overlappings along a steel profiled floorings under a local loadings
- Bajkov V. A., Kirillov A. I.* Calculation of deformations of moulds used for production of reinforced concrete articles
- Luz A. E., Rusinov I. A.* Pitch of cross reinforcement in compressed elements
- Koltchunov V. I., Zalesov A. S.* Rate making of a testing load for control of strength of reinforced concrete structures
- Kikava O. Sh.* Determination of concrete strength by device PB
- Vlasov V. K.* A new device for evaluation of maniability of concrete mix
- Shkolnik I. E., Yagund G. K., Rykov G. V.* Diagnostics of a dynamic characteristics of concretes according to results of statical testings and non-destructive control
- Ivanov Ph. M., Drozd G. Ya.* On period of work of reinforced concrete collectors
- Pletnev V. P., Smailov K. Z., Abdushkurov Ph. B., Legnovskij I. M.* Concretes on the base of electro-thermo-treated slag
- Brusser M. I.* Cements and their properties in concrete

- Grigorjev A. B., Popov K. N., Phigovsky O. L.* Le béton pour les revêtements des planchers en mosaïque
- Vajnschtejn M. Z.* Les bétons de kërámzite sur le gravier de kërámzite préalablement imprégné par la solution SDO
- Krylov B. A., Li A. I.* Sur l'action de courant électrique sur le durcissement des bétons
- Krakovskij M. B., Dolganov A. I.* La fiabilité des sections normales des éléments rectangulaires en béton armé comprimés hors du centre
- Dodonov M. I., Kounizhev V. Kh., Khormiz N. D.* Les flexions de dalles des revêtements le long les planchers profilés en acier sous les charges locaux
- Bajkov V. A., Kirillov A. I.* Le calcul de déformations des moules pour la production des pièces en béton armé
- Louz A. E., Roussinov I. A.* Le pas de renforcement transversal dans les éléments comprimés
- Koltchounov V. I., Zalesov A. S.* La réglementation de charge employé pour l'essai de contrôle de la résistance des structures en béton armé
- Kikava O. Ch.* La détermination de la résistance du béton par l'appareil PB
- Vlassov V. K.* Le nouvel appareil pour l'évaluation de maniabilité du béton frais
- Chkolnik I. E., Yagound G. K., Rykov G. V.* La diagnose des caractéristiques dynamiques des bétons compte tenu des résultats des essais statiques et du contrôle non-destructif
- Ivanov Ph. M., Drozd G. Ya.* Sur les délais de service des collecteurs en béton armé
- Pletnev V. P., Smailov K. Z., Abdouchkourov Ph. B., Legnovskij I. M.* Les bétons sur la base de laitier étant exposé au traitement électro-thermique
- Brousser M. I.* Les ciments et leurs propriétés dans le béton

## ВНИМАНИЮ ПОДПИСЧИКОВ ЖУРНАЛА!

В 1992 г. в связи с повышением тарифов  
на доставку журнала, ростом цен на бумагу  
и полиграфические услуги  
изменяются условия подписки на 1992 г.

С 15 марта по 1 мая предполагается провести  
новую подписную кампанию на периодическую печать.  
Об изменении цены на журнал мы уведомим читателей  
в следующем номере.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Манлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольт, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Силян, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 04.12.91. Подписано в печать 09.01.92. Формат 60×90<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 4,51. Тираж 8159. Заказ 6864. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:  
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж  
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а  
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства печати и информации Российской Федерации  
Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика»  
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

# Фирма „СЕРАТЕС“ (Бельгия)

*предлагает:*

Любое из пяти поколений кирпичного оборудования:

- ручные пресс-машины СЕРАМАН для производства трех видов кирпича и трех видов черепицы (0,5 млн. штук усл. кирпича в год) с печью для обжига
- комплект оборудования на базе автоматического регулируемого пресса СЕРАМАТИС для производства полнотелых высококачественных кирпичей или блоков почти для всех разновидностей глины производительностью 1400...2000 кирпичей в час (технология с обжигом и без обжига)
- экструзионные прессовальные машины со степенью подготовки сырья и другим оборудованием общей производительностью 10...13 млн. штук усл. кирпича в год
- автоматические экструзионные машины для производства кирпича и черепицы производительностью 10...13 млн. штук усл. кирпича в год
- промышленные автоматизированные заводы под ключ по производству 25...35 млн. штук усл. кирпича или черепицы в год (технология с обжигом) по самым низким в мире ценам за лучшее оборудование.

Получение первой партии кирпича — через 12 месяцев с момента заключения контракта.

*Фирма осуществляет монтаж, получение пробной партии кирпича, выход на установленный режим, обучение персонала, 12-месячное гарантийное и послегарантийное обслуживание; сооружение обжиговых печей, поставку документации, материалов.*

*Оплата в СКВ, рублях, бартер. Услуги дилеров оплачиваются. Поставка со склада в Москве и контрактные поставки.*

*Дополнительная информация высылается по простому запросу бесплатно*

*Представительство «СЕРАТЕС» в Москве:*

*тел. 273-40-81, факс 362-07-03.*

*предлагает*

для внедрения на Вашем предприятии  
современную  
автоматизированную систему

## **АРМ БЕТОН**

### **АРМ БЕТОН ВЫПОЛНЯЕТ СЛЕДУЮЩИЕ ФУНКЦИИ:**

- ПОДБОР состава тяжелого и легкого бетонов
- РАСЧЕТ НОРМ расхода цемента для тяжелого и легкого бетонов, для сборных изделий и монолитных конструкций по СНиП 5.01.23-83
- ОБРАБОТКУ результатов контроля качества: бетона, заполнителей, цемента
- ВНЕДРЕНИЕ лабораторной документации
- ОПЕРАТИВНЫЙ РАСЧЕТ оптимальной коррекции состава, минимизирующий вариацию прочности бетона

### **УМЕТЬ ПРОГРАММИРОВАТЬ ДЛЯ ПРИМЕНЕНИЯ АРМ БЕТОН НЕ НАДО.**

Для реализации АРМ БЕТОН необходим персональный компьютер типа IBM PC, оснащенный памятью на жестком диске («винчестер»). Мы готовы оказать Вам содействие в приобретении современных IBM совместимых компьютеров, а также можем разработать программное обеспечение по Вашему заказу.

**АРМ БЕТОН** обеспечит повышение качества продукции, снижение вариации прочности бетона, экономию цемента, повысит культуру производства.

*Заявки на АРМ БЕТОН направляйте по адресу:  
121354, Москва, а/я 273, НПК СВAM*