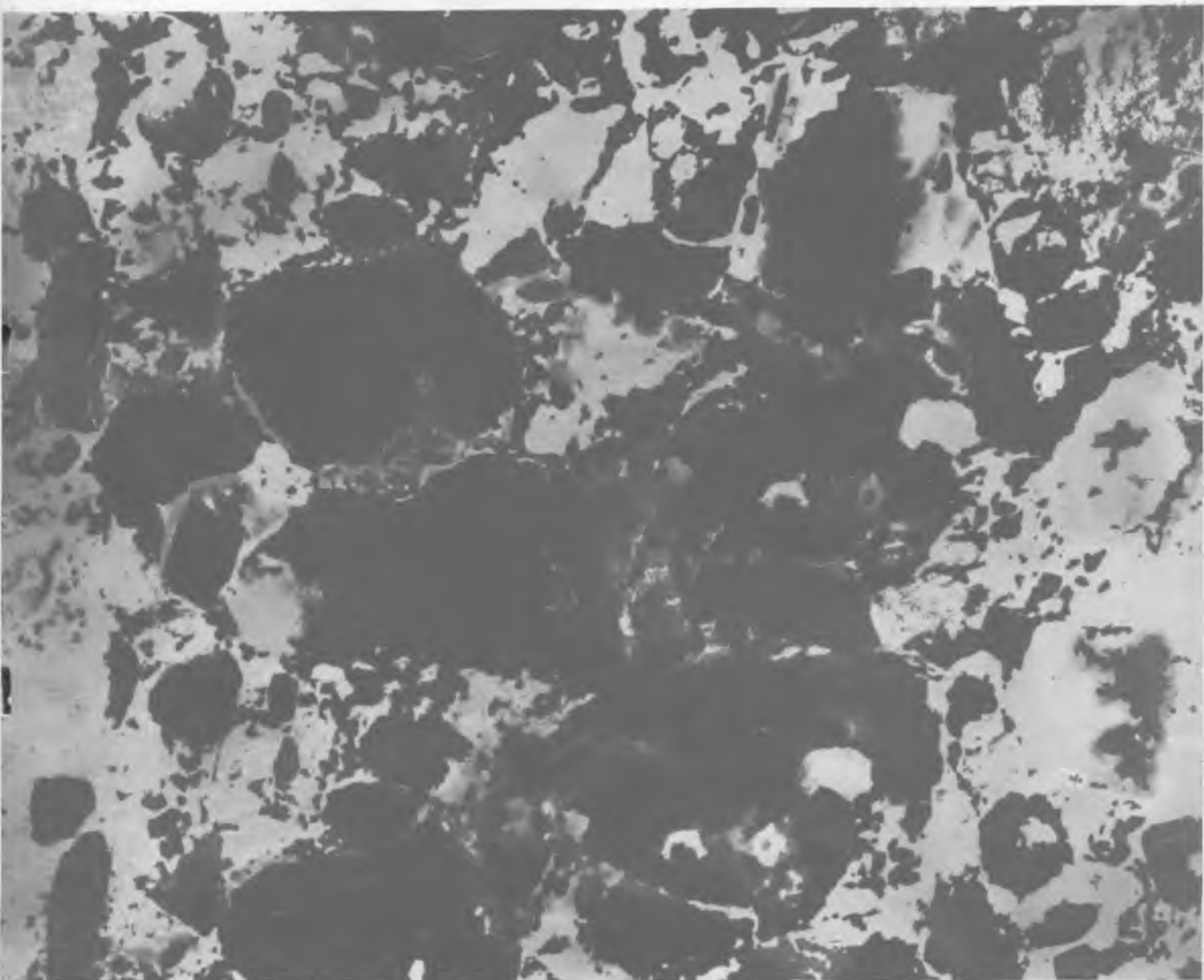


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

2006





**ИЗМЕРИТЕЛИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ**

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

**ОНИКС-2.51...54** - измерители прочности бетона, в т.ч. лёгкого (от 0.5 МПа) методами ударного импульса и отскока (ГОСТ 22690). Интеллектуальная обработка результатов измерений. Диапазон 0,5...100МПа, масса прибора 0,14кг, датчика 0,12кг.

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

**ИЗМЕРИТЕЛИ ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ ПОКРЫТИЙ**

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

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

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

**ВИБРОАНАЛИЗАТОРЫ, ВИБРОМЕТРЫ, ИЗМЕРИТЕЛИ ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ**

**ВИБРАН-2.0/3.0** - одно- и четырёхканальные виброанализаторы. Диапазон частот 0,5...1000 Гц, 200...2000 линий спектра, октавный анализ.

**ВИСТ-2.41...43** - универсальные виброметры. Диапазон частот 2...1000 Гц, виброскорости 0,02...500 мм/с, виброперемещения 0,002...10 мм.

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



**ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ**

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

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

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

**ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ**

**ТЕПЛОГРАФ** - прибор для определения сопротивления теплопередаче и мониторинга ограждающих конструкций (ГОСТ 26254), оконных и дверных блоков (ГОСТ 26602.1): 8...128 датчиков теплового потока и температуры.

**МИТ-1** - измеритель теплопроводности материалов методом теплового зонда (ГОСТ 30256). Диапазон 0,03...2 Вт/м·К, время измерений 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание.

**ИТС-1** - измеритель теплопроводности материалов и термического сопротивления методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076) и теплового зонда. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м·К. Размеры образца - 150x150 мм.

**РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ТЕРМОМЕТРЫ, ТЕРМОГИГРОМЕТРЫ И ДР.**

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

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

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

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

**ВДЛ-5.2** - вихретоковый дефектоскоп металлов

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

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

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

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### БЕТОНЫ

- БАЖЕНОВ Ю.М., МОХОВ В.Н., БАБКОВ В.В.* Количественная характеристика ударной выносливости цементных бетонов ..... 2
- ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н.* Влияние давления окружающей среды на твердение и свойства цементного камня ..... 5

### АРМАТУРА

- ТИХОНОВ И.Н., ГУМЕНЮК В.С., МЕШКОВ В.З., КИРИЛЕНКО О.М.* Современные требования к арматуре, поставляемой в мотках ..... 7
- ДЬЯЧКОВ В.В.* Прочность и деформативность резьбовых механических соединений арматуры ..... 11

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ИЗОТОВ Ю.Л., ИЗОТОВА Т.Ю.* Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах ..... 14
- КРАКОВСКИЙ М.Б.* О выборе наиболее опасных сочетаний усилий при расчете железобетонных конструкций ..... 18

### В ПОМОЩЬ СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

- МАНУКЯН Л.А.* Определение напряжений в бетонных обделках подземных сооружений, пройденных в сложных геотехнических условиях ..... 23

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- ОВЧИННИКОВ И.Г., ИНАМОВ Р.Р., ГАРИБОВ Р.Б.* Модель деформирования и расчет сжато-изогнутой железобетонной балки в условиях сульфатной агрессии ..... 26

### БИБЛИОГРАФИЯ

- БАТРАКОВ В.Г.* Новая книга о модификаторах бетона ..... 29

Ю.М.БАЖЕНОВ, академик РААСН, д-р техн. наук, проф. (МГСУ); В.Н.МОХОВ, канд. техн. наук, В.В.БАБКОВ, д-р техн. наук, проф. (Уфимский государственный нефтяной технический ун-т)

## Количественная характеристика ударной выносливости цементных бетонов

Цементные бетоны, применяемые в производстве забивных железобетонных свай, дорожных плит, фундаментов под компрессорное оборудование, не всегда обеспечивают необходимую динамическую прочность и долговечность конструкций в силу недостаточной ударной выносливости бетонов.

Характеристикой ударной выносливости бетона может служить количество ударов  $N$  одинаковой энергии, необходимых для разрушения некоторого эталонного образца (куба, призмы). Количество ударов до разрушения, в соответствии с усталостной природой разрушения в условиях многократных повторных воздействий, связано с относительным уровнем динамических напряжений в бетоне  $\sigma_d/R_g$  в момент удара (здесь  $\sigma_d$  – нормальное сжимающее динамическое напряжение;  $R_g$  – статическая прочность бетона на сжатие) и увязывается с этой характеристикой, а также с коэффициентами динамического упрочнения  $k_d$  и выносливости  $k_r$  принятой при описании усталостной выносливости, линейной зависимостью в полулогарифмических координатах [1-3]

$$\frac{\sigma_d}{R_g} = k_d - k_r \lg N \quad (1)$$

Очевидно, что повышение ударной выносливости бетона от некоторого уровня  $N$  до более высокого уровня  $\eta_d N$  (здесь  $\eta_d > 1$ ) возможно на основе приемов, оказывающих влияние на соотношение  $\sigma_d/R_g$ . Количественно это влияние можно учесть коэффициентом  $\gamma < 1$

$$\frac{\gamma \sigma_d}{R_g} = k_d - k_r \lg(\eta_d N) \quad (2)$$

Решая совместно уравнения (1) и (2), находим зависимость для степени относительного динамического упрочнения бетона

$$\eta_d = N^{\gamma-1} \cdot 10^{k_d/k_r(1-\gamma)} \quad (3)$$

Учитывая, что для понижения уровня напряжений  $\sigma_d/R_g$  с целью повышения  $\eta_d$  применительно к процессу забивки железобетонной сваи снижение энергии удара нежелательно из-за потерь производительности сваебойного оборудования, можно считать, что одним из приемов повышения ударной стойкости будет повышение статической прочности бетона  $R_g$ .

Другие варианты бетонов повышенной ударостойкости – это бетоны, обладающие  $\eta_d > 1$  при одинаковом уровне динамических напряжений  $\sigma_d/R_g$  со сравнимым обычным бетоном за счет отличия значений коэффициентов  $k_d$  и  $k_r$ , что соответствует соотношениям коэффициентов уравнений (1), (2):  $k_{d1}, k_{r1}$  для исходного и  $k_{d2}, k_{r2}$  – для нового бетона повышенной ударной выносливости

$$k_{r1} > k_{r2}; \quad k_{d1} < k_{d2} \quad (4)$$

Как правило, это бетоны с принципиально иной структурой и, в частности, дисперсноармированные бетоны, полимербетоны, бетоны на основе демпфирующих добавок, обеспечивающие повышение ударной стойкости без увеличения статической прочности.

Записав, по аналогии с (1) и (2), пары уравнений для исходного и более эффективного вариантов бетона, можно получить, по аналогии с (3), зависимость для определения степени динамического упрочнения  $\eta_d$  для рассматриваемого случая

$$k_{d1} - k_{r1} \lg N = k_{d2} - k_{r2} \lg(\eta_d N);$$

$$\lg \eta_d = \frac{k_{d2} - k_{d1}}{k_{r2}} + \lg N^{k_{r1}/k_{r2} - 1};$$

$$\eta_d = 10^{\left\{ \frac{k_{d2} - k_{d1}}{k_{r2}} + \lg N^{k_{r1}/k_{r2} - 1} \right\}} \quad (5)$$

С использованием (5) находятся зависимости по расчету динамического упрочнения для частных случаев соотношений коэффициентов  $\{k_{r1} > k_{r2}; k_{d1} = k_{d2}\}$  и  $\{k_{r1} = k_{r2}; k_{d1} < k_{d2}\}$ .

Таким образом, бетон по ударной выносливости характеризуют параметры уравнения (1)  $k_d$  и  $k_r$ . Значение комбинаций коэффициентов  $\{k_d, k_r\}$  для двух бетонов позволяет с использованием (5) сравнить эти бетоны по ударной выносливости, оценить эффективность конкретного технологического приема с точки зрения повышения ударной выносливости.

Определение параметров ударной выносливости бетона  $k_d$  и  $k_r$  возможно получением и обработкой линейной зависимости (1) в графической форме, что связано с предварительным проведением испытаний на одном из вариантов динамических копров. Техника испытаний бетона на многократные ударные воздей-

ствия может быть реализована на вертикальном динамическом копре, воспроизводящем в автоматическом режиме ударные воздействия на эталонный образец (куб, призму) свободно сбрасываемого груза массой  $m$  с определенной высоты  $h$ .

Высота свободного падения груза связана со временем падения  $t$  зависимостью

$$h = \frac{gt^2}{2}, \quad (6)$$

где  $g$  - ускорение свободного падения,  $m/c^2$ .

Из зависимости (6) имеем

$$t = \sqrt{\frac{2h}{g}}.$$

Скорость падения груза в момент соударения составляет

$$v = gt = \sqrt{2gh}. \quad (7)$$

Кинетическая энергия свободно падающего груза в момент соударения может быть рассчитана как

$$\xi_1 = \frac{mv^2}{2} = mgh. \quad (8)$$

Можно ожидать, что значительная часть этой энергии в момент соударения преобразуется в работу упругого деформирования нагружаемого (испытываемого) образца бетона [4, 5].

Работа упругого деформирования образца в предположении идентичности динамических напряжений во всем его объеме может быть представлена в следующем виде

$$\xi_2 = \frac{1}{2} \sigma_d \varepsilon_g V_g = \frac{1}{2} \sigma_d \frac{\sigma_d}{E_d} V_g = \frac{\sigma_d^2}{2E_d} V_g, \quad (9)$$

где  $\sigma_d$  - нормальное сжимающее динамическое напряжение в испытываемом образце;  $\varepsilon_g$  - относительная деформация бетона;  $E_d$  - динамический модуль упругости бетона;  $V_g$  - объем испытываемого образца бетона.

Тогда уравнение баланса кинетической энергии свободно падающего груза и работы упругого деформирования с учетом потерь кинетической энергии  $k\xi_1 = \xi_2$  можно представить в следующей форме

$$kmgh = \frac{\sigma_d^2}{2E_d} V_g, \quad (10)$$

где  $k < 1$  - коэффициент, учитывающий потери энергии на деформацию других элементов системы "копер - испытываемый образец".

Из (10) находим зависимость для определения динамических напряжений

$$\sigma_d = \sqrt{\frac{2kmghE_d}{V_g}}. \quad (11)$$

Величину  $k^{1/2}$  в формуле (11) можно трактовать как коэффициент копра  $K_k$ , учитывающий потери кинетической энергии свободно падающего груза от действия названных выше факторов

$$K_k = \frac{\sigma_d}{\sqrt{\frac{2mghE_d}{V_g}}} \quad (12)$$

Рассчитаем значение  $K_k$  для копра, применяемого для испытаний бетона на ударную выносливость в германских нормах [6]. В данном случае груз массой 50 кг сбрасывается в условиях свободного падения с высоты 1,5-0,35 м, и регистрируется число ударов одинаковой энергии до разрушения. Испытаниям подвергаются цилиндрические образцы размером 15x30 см ( $V_g = 5,3 \cdot 10^3 \text{ см}^3$ ).

Для данных по измерению динамических напряжений применительно к бетону, имеющему  $E_d = 3,4 \cdot 10^4$  МПа и прочность на сжатие  $R_g = 42$  МПа, приведенных в [6], значения  $K_k$ , рассчитанные по формуле (12), представлены в табл. 1. Здесь же приведены данные по относительным уровням нагружения  $\sigma_d/R_g$  и числу выдерживаемых ударов до разрушения  $N$ .

Данные расчетов указывают на высокую стабильность коэффициента  $K_k$  (около 0,64 во всем диапазоне изменения параметра испытаний при  $h = 1,5-0,35$  м), что свидетельствует о стабильном характере соотношения распределения кинетической энергии свободно падающего груза в момент соударения между энергией упругой деформации образца и потерями энергии на деформацию других элементов системы "копер - испытываемый образец".

В Уфимском государственном нефтяном техническом университете (УГНТУ) авторами используется вертикальный динамический копер с массой свободно сбрасываемого в автоматическом режиме груза 4,5 кг для испытаний кубов с ребром 7,07 см, и 12,5 кг - для

Таблица 1

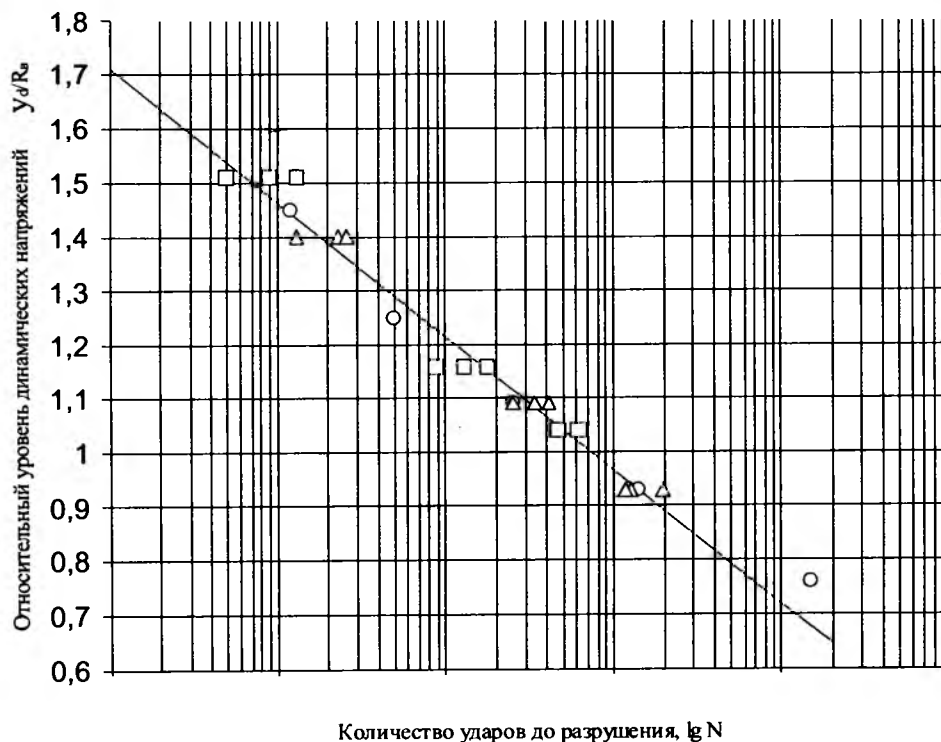
Высота сбрасывания груза $h$ , см	Динамическое сжимающее напряжение $\sigma_d$ , МПа	Коэффициент $K_k$ согласно формуле (12)	Относительный уровень нагружения, $\sigma_d/R_g$	Число выдерживаемых ударов до разрушения
150	61	0,62	1,45	12
110	52,5	0,63	1,25	50
80	46	0,65	1,09	250
60	39	0,64	0,93	1400
40	32	0,63	0,76	15000
35	30	0,64	0,71	очень велико

№ п/п	Призменная прочность при сжатии бетона, МПа	Динамический модуль упругости $E_d$ , МПа	Высота сбрасывания груза $h$ , см	Динамическое сжимающее напряжение бетонного образца $\sigma_d$ , МПа	Коэффициент $K_x$	Относительный уровень нагружения $\sigma_d/R_b$	Количество выдерживаемых ударов до разрушения $N$
<i>Среднезернистый бетон</i>							
1	30,3	$26,2 \cdot 10^3$	35	31,5	0,65	1,04	461; 468; 616
2	30,3	$26,2 \cdot 10^3$	45	35,1	0,64	1,16	88; 128; 177
3	30,3	$26,2 \cdot 10^3$	80	45,6	0,62	1,51	5; 9; 13
<i>Мелкозернистый бетон</i>							
1	30,5	$23,7 \cdot 10^3$	35	28,4	0,61	0,93	1263; 1180; 1908;
2	30,5	$23,7 \cdot 10^3$	45	33,2	0,63	1,09	415; 252; 342
3	30,5	$23,7 \cdot 10^3$	80	43,7	0,63	1,40	13; 23; 26

кубов с ребром 10 см. Кубическая (изометрическая) конфигурация образца, по сравнению с призмой, обеспечивает лучшее приближение реализации гипотезы об однородности напряженного состояния испытываемого образца. Высота падения груза у копра УГНТУ варьируется в пределах 0,3-1,0 м. Соотношение массы груза и объема испытываемого образца в данном случае составляет для куба с ребром 7,07 см около  $0,013 \text{ кг/см}^3$ , для куба с ребром 10 см –  $0,012 \text{ кг/см}^3$ , что приблизительно соответствует этому показателю у описанного выше германского копра (около  $0,010 \text{ кг/см}^3$ ). Подобные характеристики имеет и копер Р.И.Бурангулова в институте БашНИИстрой (г.Уфа). По-видимому, это соотношение является главным для численного значения коэффициента копра  $K_x$ .

В табл. 2 представлены данные авторов по испытаниям на копре УГНТУ двух серий кубов  $7,07 \times 7,07 \times 7,07$  см среднезернистых (крупная фракция - щебень крупностью 10 мм) и мелкозернистых бетонов, твердевших в условиях ТВО. Прочность на сжатие и начальный статический модуль упругости бетона в данном случае определяли на призмах с соотношением высоты к поперечному размеру 3 при поперечном размере 7,07 см. Динамический модуль упругости рассчитывали умножением начального модуля упругости на повышающий коэффициент 1,2 [1,7]. Динамические напряжения получены на основе данных динамической тензометрии.

Данные табл. 2 указывают на практическое совпадение численных значений параметра  $K_x$  для двух коп-



Данные экспериментов, приведенные в табл. 1 (O - крупнозернистый бетон) и 2 (□ - среднезернистый бетон; Δ - мелкозернистый бетон группы А по СНиП 2.03.01-84\*)

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ров (германского и УГНТУ) со значительно различающимися параметрами  $m$  и  $V_b$ , но близкими значениями соотношения  $m/V_b$ .

Данные табл. 1 и 2, представленные на рисунке, соответствуют параметрам бетона около  $k_d = 1,71$  и  $k_r = 0,24$ . Эти данные указывают на идентичность зависимости  $\sigma_d/R_g - \lg N$  для тяжелых крупнозернистых, среднезернистых и мелкозернистых бетонов.

При обработке данных, приведенных в табл. 2, влияние масштабного фактора для статической прочности бетона, полученного испытанием призм с поперечным размером 7,07 см, не учитывалось в предположении, что этот фактор компенсируется увеличением количества ударов до разрушения при испытании кубов с ребром 7,07 см.

Таким образом, техника обработки результатов испытаний бетона на ударную выносливость, полученных на вертикальном динамическом копре, при известном значении параметра копра  $K_k$  (по данным его тарировки с испытанием средств динамической тензометрии) может быть сведена к расчету динамических напряжений по формуле (11). При этом динамический модуль упругости рассчитывают умножением начального статического модуля упругости на повышающий коэффициент. Последующий расчет относительных уровней

загружения  $\sigma_d/R_g$  для результатов испытаний при нескольких значениях  $h$ , нанесение данных испытаний на график в полулогарифмических координатах позволяет обработкой линейной зависимости  $\sigma_d/R_g - N$  получить параметры бетона  $k_d$  и  $k_r$  в полной мере характеризующие его по ударной выносливости.

### Библиографический список

1. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. – М.: Стройиздат, 1970. – 272 с.
2. Новожилов Г.Ф. Ударная стойкость свай различной конструкции // Бетон и железобетон. – 1984. – №2. – с. 11-12.
3. Бабюев В.В., Мохов В.Н. и др. Технологические возможности повышения ударной выносливости цементных бетонов / Строительные материалы. – 2003. – №10. – с. 18-20.
4. Алимов О.Д., Манжосов В.К., Еременьянц В.Э. Удар. Распространение волн деформаций в ударных системах. – М.: Наука, 1985. – 357 с.
5. Зукас Дж. А. и др. Динамика удара / Зукас Дж.А., Николас Т., Свифт Х.Ф., Греус Л.Б., Курран Д.Р. Пер. с англ. – М.: «Мир», 1985. – 296 с.
6. Венюа М. Цементы и бетоны в строительстве: Пер. с франц. – М.: Стройиздат, 1980. – 415 с.
7. Джонс Р., Фэкзорару И. Неразрушающие методы испытаний бетонов. Пер. с румынск. – М.: Стройиздат, 1974. – 292 с.

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

## Влияние давления окружающей среды на твердение и свойства цементного камня

Экспериментально установлено положительное влияние избыточного давления окружающей среды на свойства бетона, твердеющего при нормальной температуре и в условиях тепловой обработки. Повышенное давление среды позволяет интенсифицировать твердение бетона, сократить продолжительность прогрева, уменьшить расход цемента, повысить физико-механические свойства бетона и железобетона [1,2]. Механизм благотворного воздействия избыточного давления среды на свойства бетона вряд ли связан с какими-либо более совершенными кристаллизационными процессами [2,3], поскольку не подтверждается опытными данными [4]. Контракционная усадка цементного геля и избыточное давление среды – эти два явления и определяют, по всей видимости, повышенные свойства

затвердевшего цементного камня и бетона. На эту сторону вопроса обратила внимание Л.А.Малинина [5], отмечавшая, что «внешнее давление способствует уменьшению внутреннего напряженного состояния твердеющего бетона. Совпадая по направлению своего воздействия на бетон с направлением усилий, сопровождающих контракцию, оно способствует, очевидно, улучшению структуры твердеющего раствора и бетона. Косвенным подтверждением такого предположения является больший прирост прочности, полученный при твердении под давлением для «жирного» раствора..., по сравнению с более тощим».

Стадийный характер электрохимического взаимодействия цементных минералов с водой приводит к циклическому самоуплотнению цементных зерен под действием раз-

вивающегося в межзерновом пространстве вакуума, экспериментально обнаруженного в середине прошлого столетия [6]. Т.е. «движущей силой» структурообразования цементного камня является вакуум, образующийся в цементной системе в результате периодического потребления молекул воды клинкерными минералами. При этом очевидно, что чем выше разность давлений в межзерновых пустотах формирующегося микробетона и окружающей средой, тем интенсивнее протекает самоуплотнение частиц, улучшается качество их контактных зон, повышаются свойства микробетона и бетона в целом. Таким образом, одним из основных моментов положительного воздействия избыточного давления окружающей среды на физико-механические свойства бетона является создание

благоприятных условий для самоуплотнения (стяжения) частиц вяжущего, формирования и упрочнения структуры цементного камня (микробетона) [7].

Отсюда вполне закономерен вопрос: а как будет протекать гидратационное твердение портландцемента при пониженном давлении (вакууме) окружающей среды? Если рассматривать процесс с «кристаллизационных» позиций, то это – оптимальные условия для структурообразования цементного камня (улучшается растворимость цементных минералов, образуется малодефектный кристаллический каркас и пр.). Если же «движущей силой» формирования и становления микробетона является развивающийся в межзерновых пустотах вакуум, то при пониженном давлении среды структура цементного камня может либо вообще не образовываться, либо иметь более низкие показатели, по сравнению с твердением в обычных условиях.

Экспериментальных работ по изучению характера твердения и свойств бетона, длительное время выдерживаемого в условиях вакуума, нами не обнаружено. Известные работы [8,9] касаются использования вакуумной обработки бетонных смесей с помощью специального оборудования (вакуум-щитов, вакуум-ковров и др.) на формовочной стадии, что, конечно же, не может моделировать процесс твердения цементной системы в среде пониженного давления. В связи с этим были выполнены специальные опыты по уточнению продолжительного влияния вакуума окружающей среды на твердение и свойства цементного камня.

Опыты проведены на цементном тесте с В/Ц=0,26 и 0,3 (новорооссийский портландцемент). Приготовленное стандартным методом цементное тесто укладывали в формы образцов-кубиков с ребром 2 см, тщательно уплотняли, поверхность образцов заглаживали и плотно закрывали металлической пластиной. Часть образцов твердела в естественных условиях, часть – была помещена под колпак вакуумной установки. С помощью компрессора из-под колпака откачивали воздух до предельно достижимого разряжения (около 0,094 ат) и выдер-

Физико-механические показатели	Ед. изм.	Показатели цементного камня, твердевшего в условиях			
		атмосферного давления		вакуума	
		В/Ц=0,26	В/Ц=0,30	В/Ц=0,26	В/Ц=0,30
<b>8-суточный возраст</b>					
Усадка	%	2,4	3,6	нет	нет
Средняя плотность	кг/м <sup>3</sup>	2128	2060	1877	1867
Прочность при сжатии	МПа	38,8	29,5	21,5	20,5
<b>28-суточный возраст</b>					
Усадка	%	2,6	3,8	нет	нет
Средняя плотность	кг/м <sup>3</sup>	2081	2008	1855	1838
Прочность при сжатии	МПа	40,3	34,5	27,5	24,2

живали формы с твердеющими образцами. Для компенсации неизбежного подсоса воздуха под колпак установки компрессор в течение всего периода испытаний работал непрерывно. Твердеющие образцы сообщались с окружающей средой через неплотности разъемов форм. После 7 сут твердения образцов в условиях вакуума компрессор отключали, и через сутки (к этому времени под колпаком восстанавливалось атмосферное давление) производилось раскрытие форм, визуальное обследование и испытание образцов. Часть их в дальнейшем выдерживали в плотной полиэтиленовой упаковке (для предотвращения пересушивания) и испытывали в 28-суточном возрасте.

Внешний осмотр показал значительное отличие образцов, твердевших в атмосферной среде, от таковых, выдержанных в условиях вакуума. Во-первых, поверхность образцов, твердевших при обычном давлении, была ниже верхней плоскости форм, что свидетельствовало о явной усадке; это явление отсутствовало в образцах, твердевших в условиях вакуума. Во-вторых, образцы заметно отличались внешним видом: обычно твердевший цементный камень имел более темный цвет, по сравнению с камнем, твердевшим в вакуумной среде, что косвенно указывало на существенное отличие средней плотности этих образцов. В-третьих, все образцы имели четкие геометрические размеры; в то же время в некоторых ребрах твердевших в вакууме образцов (в местах сообщения с окружающей средой) имелось по 2...4 микротре-

щины шириной до 0,1 мм и длиной 2...3 мм вследствие неизбежного разуплотнения материала при снижении давления под колпаком установки.

Размеры образцов определяли штангенциркулем, массу – с помощью рычажных лабораторных весов, объемную усадку и среднюю плотность рассчитывали обычными методами. Прочность при сжатии определяли при помощи прессы ПСУ-10. Физико-механические свойства цементного камня, твердевшего в естественной среде и в условиях вакуума, представлены в таблице.

Как видно из результатов испытаний, цементный камень, твердевший в атмосферных условиях, характеризуется значительной усадкой, более высокими плотностью и прочностью по сравнению с аналогичными показателями камня, твердевшего в вакуумной среде. Разумеется, что определенную деструктивную роль сыграл вышеуказанный «разуплотняющий фактор» - в процессе снижения давления среды из массы цементного теста выдавливался заземленный воздух, нарушая структуру материала, ухудшая его конечные свойства. В то же время столь значительное снижение плотности и прочности (соответственно, 9...12 и 30...50%) вряд ли связано только лишь с указанным негативным фактором.

Циклический характер электрохимического взаимодействия цементных минералов с водой приводит к появлению в межзерновых пустотах формирующегося микробетона вакуума, который не в состоя-



нии в полной мере проявить свои «структурообразующие возможности» в условиях пониженного давления окружающей среды. Следовательно, немаловажным (а может быть, даже и определяющим) фактором в данном случае является отсутствие необходимых условий для качественного стяжения, усадки цементной системы, становления микробетона с необходимыми структурой и свойствами.

Полученные данные имеют определенное практическое значение. Так, например, без предварительных исследований сложно дать однозначный ответ на вопрос о целесообразности производства бетонных работ в высокогорных районах с пониженным атмосферным давлением. Может быть, в данном случае экономически более выгодно доставлять в эти районы уже готовые бетонные и железобетонные конструкции, изготовленные в обычных, нормальных атмосферных условиях.

## Выводы

«Движущей силой» формирования и упрочнения структуры цементного камня является развивающийся

ся в цементной системе вакуум, вызванный стадийным характером электрохимической гидратации цементных минералов, периодическим потреблением молекул воды зернами вяжущего.

Избыточное давление окружающей среды положительно сказывается на свойствах цементного камня и бетона, поскольку создает благоприятные условия самоуплотняющимся цементным частицам, обеспечивает получение качественных контактных зон микробетона.

Твердение бетона в условиях пониженного давления (вакуума) приводит к ухудшению его свойств ввиду отсутствия необходимых условий для «стяжения» цементной системы, формирования требуемых структуры и свойств микробетона.

## Библиографический список

1. **Малинина Л.А., Черячукина С.Я.** Влияние давления среды на деформации и прочность бетона при нормальном твердении. Сб. Вопросы общей технологии и ускорения твердения бетона. М., Стройиздат, 1970, с.80-87.
2. **Дударь И.Н.** Твердение цементного камня под давлением//Цемент. – 1989. – № 7. – с. 10-12.

3. **Нехорошев А.В.** Теоретические основы технологии тепловой обработки неорганических строительных материалов. М., Стройиздат, 1978, 232 с.

4. **Ленский С.Е.** Структурные характеристики цементного раствора и бетона при тепловой обработке в среде с избыточным давлением. Сб. Совершенствование способов тепловой обработки бетона на предприятиях стройиндустрии (тезисы научно-технической конференции 18 сентября 1975 г.). Владивосток, 1975, с. 34-40.

5. **Малинина Л.А.** Тепловлажностная обработка тяжелого бетона. – М., Стройиздат, 1977, 160 с.

6. **Скрамтаев Б.Г., Панфилова Л.И.** Исследование влияния вакуума в твердеющих цементах. Труды НИИЦемент, вып. 2. М., Промстройиздат, 1949.

7. **Пшеничный Г.Н., Черных В.Ф.** К вопросу о механизме твердения портландцемента. Труды КубГТУ, т. XII, серия: Строительство и архитектура, вып.1. Краснодар, 2002, с. 15-21.

8. **Гиштель Г.Б.** О рациональной области и перспективах применения вибровакуумной технологии. Сб. Реология бетонных смесей и ее технологические задачи (тезисы докладов IV Всесоюзного симпозиума). Юрмала, 1982, с. 73-75.

9. **Копылов В.Д.** Теоретические предпосылки вакуумной обработки свежееуложенного керамзитобетона на основе разогретых смесей//Бетон и железобетон. – 2000. – № 3. – с. 8-11.

---

## АРМАТУРА

---

*И.Н.ТИХОНОВ, В.С.ГУМЕНЮК, В.З.МЕШКОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ, Центр проектирования и экспертизы); О.М.КИРИЛЕНКО, инж. (Республиканское унитарное предприятие «Белорусский металлургический завод»)*

## Современные требования к арматуре, поставляемой в мотках

В России для производства железобетонных конструкций в значительных объемах, примерно 25...30% от общей потребности, необходим арматурный прокат диаметром до 12 мм, поставляемый в мотках, а с учетом проволоки из низкоуглеродистой стали потребность в арматуре в мотках может достигать 40...45%. Применение такой арматуры практически исклю-

чает отходы при заготовительных операциях, позволяет механизировать производство сварных арматурных сеток, каркасов и других изделий.

Наиболее эффективным способом снижения расхода стали в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения является замена широко применяемой арматуры классов А400 (А-III) и

А400С на арматуру класса А500С (с пределом текучести не менее 500 Н/мм<sup>2</sup>). Частично потребность в арматуре такого класса в мотках удовлетворяется за счет проволоки из низкоуглеродистой стали по ГОСТ 6727 [1] и другой нормативной документации (НД) [6]. До последнего времени металлургические заводы России и стран СНГ производили арматурный прокат класса А500С

Сравнение показателей арматуры периодического профиля класса А500С, поставляемой в мотках

Стандарт, НД	Способ производства	Номинальный диаметр (кратность), мм	Допускаемое отклонение по массе 1 м длины, %	$\frac{R_m}{R_e}$	Относит. удлинение после разрыва $\delta_5(\delta_{100})$ , %	Относит. равномерн. удлинение $Agt(\delta_p)$ , %
EN10080-1-1999	ХД	4-16 (0,5 от 4 до 12)		1,05	–	2,5
	ГК, ТМУ	6-16 (1 от 6 до 12)	±4,5	1,08	–	5
ГОСТ6727	ХД	3-5 (1)	–	1,1	(2-3)	–
СТО АСЧМ7-93	ХД	6-10 (2)	±8(Ø6;8) ±5(Ø10)	1,05	14	2,5 (2)
	ГК, ТМУ					
ТУ14-1-5393-2000	ХД	3-12 (0,5)	±9(Ø3-5) ±7(Ø5,5-8) ±5(Ø8,5-10) ±4(Ø10,5-12)	1,1	–	2,3 (2)
ТУ14-1-5500-2004	ГК, ТМУ	5,5	±5	1,09	14	(5)
ТУ14-1-5501-2004	ГК, ТМУ	6-12 (1)	±5	1,09	14	(5)

**Примечания.** ХД – холоднодеформированная; ГК – горячекатаная без последующей обработки; ТМУ – термомеханически упрочненная при прокатке;  $R_m$  – временное сопротивление;  $R_e$  – предел текучести

только в прутках [4]. Попытки отдельных предприятий организовать выпуск арматурного проката класса А500С диаметром от 6 до 12 мм в мотках не привели к созданию промышленного производства. В 2004 г. Белорусский металлургический завод (БМЗ) освоил производство горячекатаного арматурного проката класса А500С в мотках [7,8].

В табл. 1 приведено сравнение некоторых требований к арматуре класса А500С в мотках разных способов производства по проекту Еврономм рг EN10080 [9] и по НД стран СНГ [1,5,6,7,8]. Из табл. 1 следует, что арматурный прокат по ТУ14-1-5501-2004 по сравниваемым показателям практически не уступает требованиям рг EN10080, а арматурный прокат номинальным диаметром 5,5 мм, согласно проекту Еврономм, может быть только холоднодеформированным с пониженным уровнем относительных равномерных удлинений. Верхняя граница номинального диаметра 12 мм в ТУ14-1-5501-2004 обусловлена от-

сутствием у потребителей арматуры правильно-отрезных станков необходимой мощности.

Одной из современных проблем строительного комплекса в России является неудовлетворенный спрос на арматуру периодического профиля в мотках. Это вызвано тем, что многие металлургические предприятия пока не располагают техническими возможностями производить в мотках арматурный прокат требуемого размера и прочности в необходимых объемах. Поэтому строители вынуждены перерасходовать до 20-30% стали в изделиях из-за замены необходимой арматуры на имеющийся в наличии прокат большего диаметра [3]. Частичное решение упомянутой проблемы может быть достигнуто за счет освоения производства арматурного проката периодического профиля классов А500С и А400 (А-III) в мотках расширенного, по сравнению с ГОСТ 5781 [2] и СТО АСЧМ 7-93 [5] сортамента, а также путем организации массового производства холоднодеформированной арматуры перио-

дического профиля класса А500С номинальным диаметром от 5 до 9 мм.

Расширение сортамента арматурного проката, поставляемого в мотках, позволяет уменьшить расход конструктивной арматуры и решить задачу взаимозаменяемости арматуры одного класса прочности на арматуру другого класса с учетом всего комплекса требований, предъявляемых к рабочей арматуре железобетонных конструкций. За критерий взаимозаменяемости арматуры разных классов следует принять усилие  $R_e$ , соответствующее пределу текучести. При этом должны выполняться требования: разрывное усилие  $R_m \geq 1,08R_e$  [9]; по характеристикам пластических свойств  $\delta_5$ ,  $\delta_p$  предлагаемая арматура не должна уступать заменяемой.

В качестве примера в табл. 2 приведены рекомендации по замене в железобетонных конструкциях без перепроектирования последних рабочей арматуры класса А400С и А400 (А-III) на арматуру класса

Рекомендации по замене рабочей арматуры классов А400С и А400 (А-III) на арматуру класса А500С без перепроектирования железобетонных конструкций

Заменяемая арматура класса А400С или А400 (А-III)				Предлагаемая арматура класса А500С				$\frac{A_{n1} - A_{n2}}{A_{n1}}, \%$				
Номинал. диаметр $D_{n1}, \text{мм}^{(1)}$	Номинал. площадь поперечн. сечения, $A_{n1}, \text{мм}^2$	Усилие текучести $R_e(P_{0,2}), \text{кН}$	Разрывное усилие $R_{m\text{тв}}, \text{кН}$	Предел текучести $R_e(R_{0,2}), \text{Н/мм}^2$	Времен. сопротивл. $R_{m\text{тв}}, \text{Н/мм}^2$	Номинал. диаметр $D_{n2}, \text{мм}$	Расчетная площадь поперечн. сечения, $A_{n2}, \text{мм}^2$		Усилие текучести $R_e(P_{0,2}), \text{кН}$	Разрывное усилие $R_{m\text{тв}}, \text{кН}$	Предел текучести $R_e(R_{0,2}), \text{Н/мм}^2$	Времен. сопротивл. $R_{m\text{тв}}, \text{Н/мм}^2$
				не менее				не менее				
6	28,3	11,32	14,15	400	500	5,5	23,75	11,88	14,25	500	600	15,96
-	-	-	-	-	-	6	28,3	14,15	16,98	500	600	-
-	-	-	-	-	-	6,5	33,2	16,6	19,92	500	600	-
8	50,3	20,12	25,15	400	500	7 <sup>4)</sup>	40,24 <sup>4)</sup>	20,12	24,14	500	600	20
-	-	-	-	-	-	8	50,3	25,15	30,18	500	600	-
10	78,50	31,40	39,25	400	500	9	63,6	31,8	38,16	500	600	20
-	-	-	-	-	-	10	78,5	39,25	47,1	500	600	-
12	113,1	45,24	56,55	400	500	11	95	47,5	57,0	500	600	16
-	-	-	-	-	-	12	113,1	56,55	67,86	500	600	-

Примечания: 1 – номинальные диаметры  $D_{n1}$  и  $D_{n2}$  (диаметры равновеликих по площади поперечного сечения круглых стержней); 2 – номинальная площадь поперечного сечения стержня периодического профиля равновелика площади поперечного круглого гладкого стержня того же номинального диаметра; 3 – расчетная площадь поперечного сечения определена с учетом допусков на массу 1 м длины стержня и обеспечения необходимых величин усилия, соответствующего пределу текучести, при соблюдении условия  $R_{m\text{тв}} \geq 1,08 R_e$ ; 4 – арматура диаметром 7 мм изготавливается с плюсовым допуском по массе 1 м длины.

А500С расширенного сортамента по ТУ14-1-5500-2004 и ТУ14-1-5501-2004. Расчетная площадь поперечного сечения арматуры, как правило, соответствует номинальной площади и контролируется при приемке проката нормированием его линейной плотности. Для арматуры диаметром 7 мм, расчетная площадь которой отличается от номинальной на 4,5%, ТУ14-1-5501-2004 предусматривает допуск по массе 1 м длины проката плюс 10%. Как следует из табл. 2, предлагаемая замена позволяет получить экономию стали 16-20%.

Рассмотрим результаты освоения производства арматурного проката периодического профиля класса А500С в мотках расширенного сортамента. Эта задача при участии НИИЖБа была реализована на БМЗ, технические возможности которого позволяют получить арматурный прокат диаметром от 5,5 мм (в ближайшей перспективе от 5 мм) до 12 мм в мотках. Изготовление опытных партий проката из углеродистых и низколегированных марок стали осуществляли на стане 150 при скоростях прокатки от 55 до 80 м/с и двухстадийном охлаждении по способу «Стилмор». Периодический профиль наносился в горячем состоянии в последней рабочей кассете проволочного блока перед основными секциями водяного охлаждения. Опытные прокатки показали, что без снижения производительности и без технической реконструкции стана сложно получить термомеханически упрочненный прокат периодического профиля с требуемыми свойствами.

Решение было найдено путем применения углеродистой стали, микролегированной ванадием. На БМЗ были осуществлены плавки стали марки 20ГФ, из заготовок которой на стане 150 при скорости прокатки 60-80 м/с изготовлены опытно-промышленные партии (по 12-14 т каждая) проката периодического профиля номинальным диаметром 5,5 и 7 мм. По технологии изготовления прокат был горячекатаный, принудительно остуженный воздухом. Результаты испытаний образцов проката опытно-промышленных партий, отобранных от концов мотков и по длине витков в состоянии поставки, представлены в табл. 3.

Результаты испытаний арматурного проката периодического профиля из стали марки 20ГФ в мотках производства БМЗ

Номинальный диаметр, мм	Статистические характеристики	Площадь попереч. сечения, мм <sup>2</sup>	Условный предел текучести, $R_{0,2}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Временное сопротивление $R_m$ , Н/мм <sup>2</sup>	Относител. удлинение после разр. $\delta_s$ , %	Относител. равномерн. удлинение после разр. $\delta_p$ , %
5,5	миним.	23,76	486	683	16	7
	макс.	25,02	540	740	30,3	12,7
	X	24,17	520	699	24,6	9,4
	S	0,264	11,6	12	2,49	1,6
	V, %	1,09	2,23	1,72	10,1	17
	n	46	59	59	55	20
7	миним.	38,64	489	634	22	6
	макс.	40,2	559	712	30,6	15,6
	X	39,47	529	684	26,8	11,4
	S	0,426	16,9	15,7	1,46	2,5
	V, %	1,08	3,19	2,29	5,46	22
	n	46	72	72	72	28

Примечания: X – среднее арифметическое значение, S – среднее квадратическое отклонение; V – коэффициент вариации, n – количество случаев

Опытные данные свидетельствуют, что профиль прокатан с плюсовыми отклонениями по массе (площади поперечного сечения): в среднем на 1,9% у диаметра 5,5 мм и на 2,3% у диаметра 7 мм. По результатам испытаний с учетом объема выборок по методике prEN10080 с заданной обеспеченностью определены основные характеристики механических свойств проката, которые приведены в табл. 4.

Очевидно, что судить об однородности механических свойств проката опытных партий по выборкам ограниченного объема следует осторожно. Для опытных партий проката, отдельные заготовки (мотки) которого подвергались различным температурно-скоростным режимам прокатки и охлаждения, полученные

результаты можно считать удовлетворительными. Следует ожидать, что корректировка химсостава стали и оптимизация технологических режимов изготовления позволит увеличить характеристику  $R_{0,2}^{0,95}$  до требуемой величины  $R_{0,2}^{0,95} \geq 500$  Н/мм<sup>2</sup> и обеспечить необходимую стабильность свойств проката.

Все отобранные образцы проката выдержали испытание на изгиб в холодном состоянии до угла 180° вокруг оправки диаметром, равным трем номинальным диаметрам проката.

Периодический профиль арматурного проката представляет собой квадратный сердечник с продольными ребрами или без них и поперечными выступами, идущими по многозаходной винтовой линии. Критерий сцепления  $f_t$  (относительная

площадь смятия поперечных ребер), определенный по фактическим размерам периодического профиля, примерно на 40% превышает требование pr EN10080 к арматуре соответствующего диаметра. Профиль имеет характерный внешний вид, исключающий возможность случайной подмены арматурой других классов. В поперечном сечении прокат имеет форму многоугольника, близкого к описанной окружности. Основные размеры геометрических параметров периодического профиля могут быть легко определены с помощью штангенциркуля.

Прокат номинальным диаметром 5,5 и 7 мм опытных партий имел углеродный эквивалент соответственно 0,406 и 0,425%. Контактно-точечная сварка образцов, выполненная в условиях завода ЖБИ, показала хорошую свариваемость проката из стали марки 20ГФ. При испытании на срез сварных соединений разрыв образцов происходил, как правило, по основному металлу.

Выполненные исследования позволили разработать технические условия ТУ14-1-5500-2004 [7] и ТУ14-1-5501-2004 [8] на свариваемый арматурный прокат классов А400 (А-III) и А500С расширенного сортамента, поставляемый в мотках, и рекомендации по применению такого проката в железобетонных конструкциях. В рекомендациях определены области преимущественного и допускаемого применения арматурного проката разных классов прочности. Расширенный сортамент при рациональном применении позволяет снизить расход как рабочей, так и конструктивной арматуры железобетонных конструкций. В частности, прокат класса А500С промежуточных диаметров (5,5; 7; 9; 11 мм) можно применять без перерасчета сечений взамен рабочей арматуры классов А400 (А-III) и А400С (см. табл. 2). Прокат классов А400 (А-III) и А500С промежуточных диаметров рекомендуется применять взамен конструктивной арматуры того же класса прочности смежного большего диаметра (замена Ø6 мм на Ø5,5 мм; Ø8 мм на Ø7 мм и т.д.). Получаемая при упомянутой замене экономия стали может составить в среднем 16%.

Цена арматуры класса А400 (А-III) промежуточных диаметров практи-

Таблица 4

Характеристики механических свойств с заданной обеспеченностью арматурного проката в мотках из стали 20ГФ

Номинальный диаметр, мм	Характеристики прочностных свойств, Н/мм <sup>2</sup>		Характеристики пластических свойств, %	
	$R_{0,2}^{0,95}$	$R_m^{0,95}$	$\delta_s^{0,9}$	$\delta_p^{0,9}$
5,5	498	676	26,5	6,6
7	496	655	24,6	7,2

Примечания:  $R_{0,2}^{0,95}$  – значение условного предела текучести при 95%-ной надежности оценки (обеспеченности) и 90%-ной вероятности;  $\delta_s^{0,9}$  – относительное удлинение после разрыва при 90%-ной надежности оценки и 90%-ной вероятности.

чески не отличается от существующей, а у проката класса А500С из стали марки 20ГФ отпускная цена увеличена по сравнению с прокатом класса А400 (А-III) примерно на 8%.

Таким образом, изложенное позволяет сформулировать следующие требования к арматуре, поставляемой в мотках и применяемой в России:

- сортамент арматурного проката классов А500С и А400 должен быть дополнен рядом промежуточных размеров для упрощения взаимозаменяемости рабочей арматуры, что облегчит внедрение проката повышенной прочности без пересмотра типовых проектов железобетонных конструкций, а также обеспечивает возможность существенного сокращения расхода рабочей и конструктивной арматуры;

- рабочая арматура должна иметь уровень пластических свойств, предотвращающий воз-

можность прогрессирующих обрушений в зданиях и сооружениях из сборного и монолитного железобетона в случае возникновения чрезвычайных ситуаций;

- периодический профиль проката должен иметь вид, позволяющий безошибочно отличать класс арматуры и обеспечивать сцепление с бетоном не хуже профилей, применяемых в настоящее время.

### Библиографический список

1.ГОСТ 6727-80 Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия, Москва, ИПК Издательство стандартов, 1998.

2.ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия, Москва, Издательство стандартов, 1994.

3.Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций, Москва, ООО «Вонтехлит», 2000, с.70.

4.Семечкин А.Е., Семченков А.С., Мадатян С.А., Тихонов И.Н. Применение арматурной стали класса А500С в строительстве жилых домов из монолитного железобетона//Бетон и железобетон. – № 4. – 2002. – с.10.

5.СТО АСЧМ 7-93 Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия, Москва, Ассоциация Черметстандарт, 1993.

6.ТУ 14-1-5393-2000 Прокат холоднодеформированный периодического профиля для армирования железобетонных конструкций. Технические условия, Москва, ЦНИИЧермет, 2000.

7.ТУ 14-1-5500-2004 Прокат свариваемый периодического профиля номинальным диаметром 5,5 мм для армирования железобетонных конструкций. Технические условия, Москва, ЦНИИЧермет, 2004.

8.ТУ 14-1-5501-2004 Прокат свариваемый периодического профиля в мотках для армирования железобетонных конструкций, Москва, ЦНИИЧермет, 2004.

9.pr EN10080-1: 1999 Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel. – CEN.

В.В. ДЬЯЧКОВ, инж. (НИИЖБ)

## Прочность и деформативность резьбовых механических соединений арматуры

Возрастающие объемы монолитного строительства в России диктуют необходимость перехода на более надежные и скоростные технологии возведения зданий и сооружений. При проектировании и возведении высотных зданий и сооружений из монолитного железобетона возникает проблема быстрого и качественно соединения арматурных стержней, так как длина поставляемой на стройплощадку арматуры ограничена условиями транспортировки и не превышает 12 м.

В настоящее время в России для соединения арматурных стержней применяются в основном два вида соединений – сварные и внахлестку без сварки. Причем сварные и нахлесточные соединения имеют ряд существенных недостатков, которые говорят о целесообразности применения механических соединений.

Применение сварных соединений связано с большой стоимостью электроэнергии, привлечением высококвалифицированных сварщиков и сложным контролем качества. Более простым является соединение внахлестку без сварки, но и оно также имеет ряд недостатков: перерасход арматуры за счет перепуска стержней; необходимость установки дополнительной поперечной арматуры в зоне нахлестки; затруднение бетонных работ в густоармированных конструкциях.

Применение резьбовых механических соединений исключает эти недостатки. Кроме того, в ряде конструкций соединения внахлестку вообще не допускаются.

В связи с этим все больше внимания уделяется механическим соединениям, но из всех их типов в нашей стране наибольшее применение получили только опрессованные стыки арматуры периодического профиля и соединения с помощью муфт арматуры винтового профиля.

В НИИЖБ в лаборатории арматуры были выполнены исследования прочности и деформативности таких соединений. Целью исследований было определение геометрических размеров муфт и усилия обжатия, обеспечивающих выполнение требований прочности и деформативности, установленных для растянутых соединений, и разработка рекомендаций по их применению [1].

Необходимость проведения исследований резьбовых механических соединений арматуры и их сертификация в системах ГОСТ Р и Мосстройсертификация обусловлена острой потребностью строительства в таких соединениях.

Лабораторией арматуры были проведены сертификационные испытания соединений LENTON и BARTEC.

Таблица 1

Разрывное усилие $P_B$ , кН	Деформативность $\Delta$ при растяжении <sup>2)</sup> , мм	Равномерное относительное удлинение арматуры $\delta_p$ после разрушения соединения, %
не менее $\sigma_B \cdot F_s^1)$	не более 0,1	не менее 2

**Примечания:** 1)  $F_s$  – номинальная площадь поперечного сечения соединяемой арматуры по нормативным документам на её производство;  $\sigma_B$  – браковочное значение временного сопротивления соединяемой арматуры по нормативным документам на её производство. 2) За деформативность соединения принимается значение пластической деформации стыка при напряжении в арматуре, равном  $0,6\sigma_T$  ( $0,6\sigma_{0,2}$ ), где  $\sigma_T$  ( $\sigma_{0,2}$ ) – браковочное значение физического или условного предела текучести арматуры по нормативным документам на её производство.

В процессе их выполнения были разработаны технические условия [2,3], в которых установлены основные требования к прочности и деформативности таких резьбовых механических соединений (табл.1).

Испытания проводились на механических соединениях LENTON производства корпорации «ERICO» (рис.1) и BARTEC производства фирмы «DEXTRA» (рис.2) арматуры класса A500C диаметрами 12, 25, 40 мм.

Оба соединения относятся к сжато-растянутым, т.е. к таким соединениям, которые могут воспринимать сжимающие и растягивающие усилия.

На рис. 1 и 2 представлены так называемые стандартные механические соединения, предназначенные для соединения стержней одного диаметра, когда при монтаже арматуры на стройплощадке хотя бы один из соединяемых стержней может свободно вращаться.

Принципиальное отличие этих соединений между собой заключается в способе нарезки резьбы.

Соединения LENTON имеют разнонаправленную

конусную резьбу (рис.3), которая исключает возможность своего повреждения до того, как достигается полное зацепление резьбы.

Резьба на концах арматурных стержней для механических соединений BARTEC создается следующим образом: стержень отрезается под прямым углом; путем холодной высадки производится увеличение диаметра конца стержня, на котором будет нарезана резьба; на конце стержня нарезается резьба. За счет увеличения диаметра конца стержня путем холодной высадки ослабления сечения стержня после нарезки резьбы не происходит (рис.4).

Испытывалось по 2–3 образца-близнеца. Механические свойства некоторых образцов механических соединений приведены в табл. 2, 3.

Из этих таблиц видно, что деформативность соединений не превышает 0,1 мм, т.е. удовлетворяет техническим требованиям [2,3]. В противном случае большая деформативность приводит к недопустимой ширине раскрытия трещин в эксплуатационной стадии работы железобетонных элементов.

Все механические соединения должны быть затянуты ключом с усилием, приведенным в табл. 4.

Сертификационные испытания включали в себя растяжение при отрицательных температурах соединений BARTEC арматуры диаметром 12 и 40 мм (по 6 образцов) и по одному исходному образцу каждого диаметра. В табл. 5 приведены результаты испытаний механических соединений BARTEC при отрицательных температурах.

Сначала проводились испытания соединений стержней и исходного стержня диаметром 40 мм при температуре  $-45^\circ\text{C}$ . Как показывают результаты, приведенные в табл. 5, два из четырех испытанных образцов разрушились по арматурному стержню пластично вне стыка. Однако два других образца разрушились хрупко по обрезу муфты, причем прочность одного из них оказалась даже ниже нормативного значения предела

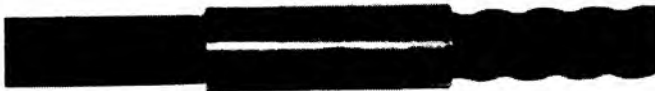


Рис.1 Механическое соединение LENTON



Рис.2 Механическое соединение BARTEC



Рис.3. Соединение LENTON с разнонаправленной конусной резьбой



Рис. 4. Соединение BARTEC

Таблица 2

Диаметр, мм	Предел текучести $\sigma_T$ ( $\sigma_{0,2}$ )	Временное сопротивление $\sigma_e$	Относительное удлинение $\delta_p$ , %	Деформативность при растяжении $\Delta$ , мм
	Н/мм <sup>2</sup>			
Механические соединения LENTON				
12	560	625	5,7	0,005
12	555	619	4,3	0,012
12	543	618	6,0	0,018
25	573	659	5,8	0,071
25	583	661	5,9	0,015
25	578	666	5,9	0,009
40	543	629	4,9	0,003
40	569	677	8,2	0,004
40	551	636	5,0	0,009

Таблица 3

Диаметр, мм	Временное сопротивление $\sigma_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Деформативность при растяжении $\Delta$ , мм	Относительное удлинение $\delta_p$ , %	Характер разрушения
Механические соединения BARTEC				
12	663	0,036	8	по арматурному стержню вне стыка
12	628	0,065	7	То же
25	693	0,100	9	-«-
25	691	0,022	8	-«-
40	717	0,084	7	-«-
40	691	0,083	8	-«-

Таблица 4

Диаметр арматуры, мм	10-12	14	16	18	20	22	25-28	32-36	40
Усилие затяжки, Нм	40	80	120	150	180	220	270	300	350

текучести исходной стали (500 Н/мм<sup>2</sup>), что не удовлетворяет требованиям технических условий. Поэтому оставшиеся два образца соединений диаметром 40 мм были испытаны при температуре -30°C. Из них один разрушился по арматурному стержню вне стыка, а второй – хрупко по обрезу муфты при напряжениях, превышающих нормативное значение временного сопротивления исходной стали. Следовательно, результаты испытаний соединений арматуры диаметром 40 мм при температуре -30°C можно считать удовлетворяющими требованиям технических условий.

Аналогично испытывали образцы диаметром 12 мм. Первые три образца при температуре -50°C показали удовлетворительные результаты, поэтому испытания оставшихся трех образцов проводили при температуре -65°C. Они также показали удовлетворительные результаты.

Оценка прочности механических соединений LENTON при отрицательных температурах была выполнена на основании данных, предоставленных корпорацией «ERICO».

Таблица 5

Диаметр, мм	№ плавки	Тип образца	Температура, °C	Прочность соединений, Н/мм <sup>2</sup>	Характер разрушения			
12	3613	целый стержень	-50	672	Пластично			
				671	По арматурному стержню вне стыка пластично			
		соединение		662	То же			
				665	-«-			
				674	-«-			
				-65	677	-«-		
					676	-«-		
				40	3429	целый стержень	-45	752
		752						По арматурному стержню вне стыка пластично
		соединение				754		То же
485	По арматурному стержню (по обрезу муфты) хрупко							
660	То же							
-30	621		-«-					
	748		По арматурному стержню вне стыка пластично					

Испытаны две серии механических соединений арматуры диаметром 16 и 32 мм при низкой температуре (между -170 и -180 °C). Для возможности оценки изменчивости механических свойств соединений принято по 3-4 образца в каждой серии (табл. 6). В целях предотвращения преждевременного разрушения образцы состояли из семи частей.

Испытываемые стержни и соединительные муфты имели номинальный диаметр 16 и 32 мм, а внешние стержни, соединенные переходными муфтами, имели диаметр 20 и 40 мм соответственно.

Во время испытания температура записывалась в трех местах, а именно: испытываемого соединения и около двух переходных соединительных муфт. Испытания начинались тогда, когда температура находилась в пределах интервала от -170°C до -180°C более 5 мин.

Испытания состояли из трех фаз: увеличение нагрузки со скоростью, соответствующей 4 МПа/с, до достижения эксплуатационной нагрузки (300 МПа); после удержания этой нагрузки в течение 10 с образец разгружался с одинаковой скоростью до 12 кН; после

Таблица 6

Образец	F max (кН)	Прочность соедине- ния (МПа)	Интервал температуры	
			Минималь- ный	Максималь- ный
Диаметр соединяемых стержней 16 мм				
Образец 1	147,8	735,1	-187,208	-171,773
Образец 2	141,9	706,0	-182,8	-170,9
Образец 3	160,4	798,0	-177,2	-174,5
Эталонный образец	168,4	837,4	-180,4	-175,9
Нормативное значение	$\geq 120,6$	$\geq 600$		
Диаметр соединяемых стержней 32 мм				
Образец 1	701,9	872,8	-182,2	-178,1
Образец 2	678,4	843,5	-182,4	-173,3
Образец 3	637,5	792,6	-180,4	-175,9
Образец 4	702,3	873,3	-182,6	-179,8
Эталонный образец	648,0	805,7	-178,1	-168,8
Нормативное значение	$\geq 482,4$	$\geq 600$		

удержания этой нагрузки в течение 10 с нагрузка увеличивалась до разрушения образца.

Оценивая результаты испытаний при отрицательных температурах, можно сделать вывод об области применения всего сортамента (12-40 мм) механических соединений LENTON и BARTEC до  $-30^{\circ}\text{C}$  — область применения назначена по наихудшим результатам испытаний. Необходимо отметить, что расчетная отрицательная температура для Москвы составляет  $-28^{\circ}\text{C}$ , т.е. механические соединения LENTON и BARTEC в Москве применяться могут.

## Выводы

1. Впервые в России были разработаны технические условия для резьбовых механических соединений арматуры, где указаны требования прочности и деформативности соединений, геометрические размеры соединительных муфт и их области применения.

2. Устройство резьбовых механических соединений не требует привлечения высококвалифицированных специалистов. При этом значительно сокращаются расход арматуры и время на устройство стыка.

## Библиографический список

1. **РА-10-1-04.** Рекомендации по механическим соединениям арматурной стали для железобетонных конструкций. – М.: Ассоциация «Железобетон», 2004. – 22 с.;
2. **Руководство** по применению механических соединений «LENTON» производства корпорации «ERICO». Перевод с англ. – 2003. – 15 с.;
3. **Руководство** по применению механических соединений «BARTEC» производства фирмы «DEXTRA». Перевод с англ. – 2003. – 15 с.;
4. **Технические условия.** Соединения арматуры механические «LENTON» производства фирмы «ERICO». ТУ 4842-196-46854090-2005. – М.: НИИЖБ, 2005. – 28 с.;
5. **Технические условия.** Соединения арматуры механические «BARTEC» производства фирмы «DEXTRA». ТУ 4842-192-46854090-2005. – М.: НИИЖБ, 2005. – 19 с.;
6. **Mechanical connection of reinforcing bars reported by ACI Committee 439, 1999.** – 16 p.;
7. **James R. Cagley and Richard Apple.** Comparing costs – butt splices versus lap splices// *Concrete International*. – July 1998. – pp. 55-56.;
8. **Mechanical connection of reinforcing bars// ACI Structural Journal, V.88, №2 – 1991.;**
9. **ACI 318.** Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. – Farmington Hills: American Concrete Institute, 1985.

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Ю.Л.ИЗОТОВ, канд. техн.наук, ТЮ.ИЗОТОВА, инж. (Днепропетровский НИИСП)

## Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при малых эксцентриситетах

Работа поперечного сечения внецентренно сжатого элемента определяется положением нагрузки относительно его центра тяжести

При перемещении силы от центра тяжести поперечного сечения элемента вдоль главных осей его напряженное состояние изменяется как по степени, так и по характеру. В частности, эпюра сжимающих напряжений по высоте поперечного сечения переходит из пря-

моугольной (в случае центрального сжатия) в криволинейную при неодинаковых по величине краевых напряжениях, затем в кривую с нулевым значением в уровне арматуры  $s$ . Далее в арматуре появляются растягивающие напряжения, и при определенном значении  $x(x_R)$  или  $e_0(e_{OR})$  (здесь  $x_R$  и  $e_{OR}$  – соответственно граничное значение высоты сжатой зоны поперечного сечения и эксцентриситета, при которых предельное



состояние элемента наступает при одновременном достижении бетоном  $\bar{R}_B$  и арматурой  $R_{sn}$  напряжения в ней достигают  $\sigma_t$ . Дальнейшее увеличение эксцентриситета не изменяет характер напряженного состояния материала поперечного сечения.

В СНиПе для упрощения расчета внецентренно нагруженных элементов эпюра сжимающих напряжений вместо криволинейной принята прямоугольной. В случае "больших" эксцентриситетов точность определения плеча внутренней пары, как следует из формулы  $N_s = N(e/z - 1)$ , практически не влияет на результат расчета. При "малых" эксцентриситетах, поскольку отношение  $e/z$  невелико, точность определения плеча внутренней пары влияет на его результат. Значение  $e/z$  или  $e_0 = nh_0$ , при котором результат расчета при криволинейной или прямоугольной эпюре сжимающих напряжений практически одинаков, характеризуют границу понятия случая расчета "малых" и "больших" эксцентриситетов.

В настоящее время расчет внецентренно нагруженных элементов выполняется в зависимости от величины  $x$  и, в частности,  $x < x_R$  или  $x > x_R$ . Если при больших эксцентриситетах результаты расчета и данные эксперимента независимо от значения  $x$  имеют хорошую сходимость, то при малых эксцентриситетах, и особенно при  $x > x_R$ , допустимая сходимость опыта с расчетом отсутствует.

В целях приближения расчета к действительности с сохранением простоты его выполнения были проведены экспериментально-теоретические исследования по изучению работы внецентренно сжатых элементов.

При криволинейной эпюре сжимающих напряжений равнодействующая записывается так (рис. 1)

$$N_B = \omega R_B b \cdot x_k \kappa_U \quad (1)$$

В интегральном виде площадь криволинейной эпюры определяется зависимостью

$$A = \int x_k^n dx = \frac{n}{1+n} x_k^{1+n} \quad (2)$$

Поскольку отношение  $\frac{n}{1+n}$  является коэффициентом полноты площади ограниченной кривой, т.е.

$\frac{n}{1+n} = \omega$ , зависимость (2) может быть записана так

$$A = \omega x_k^{1+n} \quad (3)$$

Из приведенного следует, что коэффициент полноты эпюры сжимающих напряжений  $\omega$  (значение  $\omega$  см. СНиП 2.03.01-84 и журнал "Бетон и железобетон" № 5, 2004) зависит от степени кривой.

Расстояние от начала кривой до центра тяжести площади криволинейной эпюры сжимающих напряжений, используя метод интегрирования, определяется

как  $x_0 = x_k \gamma = x_k \frac{1+n}{1+2n} = \frac{x_k}{1+\omega}$ . Остальная часть вы-

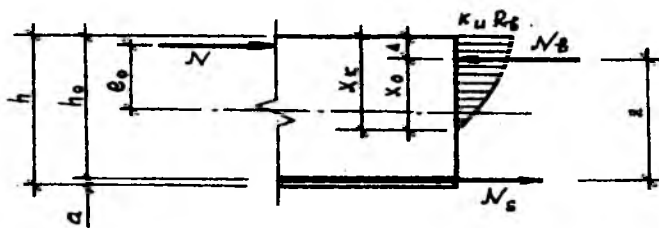


Рис. 1. Напряженное состояние поперечного сечения элемента при  $x < x_R$

соты основания эпюры сжимающих напряжений ( $\Delta$ ) описывается зависимостью

$$\Delta = x_k - x_0 = x_k (1 - \gamma) = x_k \frac{\omega}{1 + \omega} \quad (4)$$

Плечо внутренней пары при криволинейной эпюре сжимающих напряжений составит

$$z_k = h_0 - \Delta = h_0 - x_k \frac{\omega}{1 + \omega} \quad (6)$$

Результаты испытания колонн показали, что с уменьшением высоты сжатой зоны поперечного сечения крайние сжимающие напряжения в бетоне к моменту разрушения колонны увеличиваются, т.е. значение крайних напряжений будет  $\sigma_{кр} = \kappa_U R_B$ . При этом при  $x_k = h$   $\kappa_U = 1$ , при  $x_k = 0,25h$   $\kappa_U = 1,22$ . Значение коэффициента  $\kappa_U$  с учетом этого предлагается определять зависимостью

$$\kappa_U = 1 + 0,43 (1 - \eta), \quad (7)$$

$$\text{где } \eta = \frac{Ne(1+\omega)}{R_B b h^2 \omega} \quad (8)$$

Из условия равновесия суммы моментов относительно линии действия усилия  $N_s$  (см. рис. 1) находим

$$Ne = \omega \kappa_U R_B b x_k (h_0 - x_k \frac{\omega}{1 + \omega}) \quad (9)$$

$$\text{Откуда } N = \frac{\omega \kappa_U R_B b x_k (h_0 - x_k \frac{\omega}{1 + \omega})}{e} \quad (10)$$

Решая (9) относительно  $x_k$ , находим

$$x_k = h_0 \left( \frac{1 + \omega}{2\omega} - \sqrt{\left( \frac{1 + \omega}{2\omega} \right)^2 - \frac{Ne(1 + \omega)}{\kappa_U R_B b h_0^2 \omega^2}} \right) \quad (11)$$

Полученная формула (11) является общей. Она дает решение для упругого, упругопластичного и пластичного напряженного состояния сжатой зоны поперечного сечения.

При выполнении расчета внецентренно нагруженного элемента с малым эксцентриситетом необходимо знать граничное значение высоты сжатой зоны попе-

речного сечения, при котором в арматуре  $s$  в момент разрушения элемента напряжения  $\sigma_s$  достигают предела текучести  $R_{st}$ .

Результаты экспериментальных исследований внецентренно сжатых элементов разных авторов показали, что с увеличением прочности бетона предельная величина его средней деформации сжатия  $\xi_{bc}$  понижается и, в частности, при  $\bar{R}_B = 30$  МПа  $\xi_{bc} = 5,5 \%$ , а при  $\bar{R}_B = 80$  МПа  $\xi_{bc} = 3,5 \%$ .

При линейной зависимости деформаций поперечного сечения и при относительной деформации растянутой арматуры  $\xi_{st} = 2 \cdot 10^{-3}$  величина относительной высоты сжатой зоны поперечного сечения в бетоне прочностью 30 и 80 МПа, при которой полностью используется несущая способность растянутой арматуры, соответственно составляет 0,73 и 0,63, т.е.  $x_k = 0,73 h_0$  и  $x_k = 0,63 h_0$ .

При различных классах арматуры и бетона граничная величина относительной высоты сжатой зоны поперечного сечения определяется зависимостью

$$\xi_{kR} = 1 - 0,00063 R_s - 0,0054 R_B, \quad (12)$$

где  $R_s$  и  $R_B$  выражены в МПа.

Значение эксцентриситета в зависимости от класса арматуры и бетона при действии  $N$ , при котором  $\xi$  отвечает ее граничному значению  $\xi_{kR}$ , характеризуется выражением

$$e_{oR} = (1,49 - 0,168 R_B + 0,001 R_B R_s - 0,0053 R_s) h_0 \quad (13)$$

Усилие в арматуре при условной и действительной прямоугольной эпюрах сжимающих напряжений определяется соответственно по формулам

$$N_s = \frac{N(e_o - 0,5h + 0,5x)}{h_0 - 0,5x} \quad (14)$$

$$\text{и } N_s = \frac{N(e_o - 0,5h + x_k \frac{\omega}{1+\omega})}{h_0 - x_k \frac{\omega}{1+\omega}} \quad (15)$$

Результаты вычислений по этим формулам показали, что значения усилий в арматуре  $s$  отличаются по величине в зависимости от класса бетона, эксцентриситета ( $e_o$ ) и высоты сжатой зоны ( $\xi$  или  $ж$ ). Граница между понятием "малый" и "большой" эксцентриситет определяется его значением, при котором расхождение расчетных значений усилий отсутствует.

На основании проведенных исследований величину эксцентриситета, определяющую случай расчета внецентренно сжатых элементов, предлагается определять зависимостью

$$e_{oR} = 0,48 R_B ж + 1,7 ж - 0,195 R_B - 2,0 \quad (16)$$

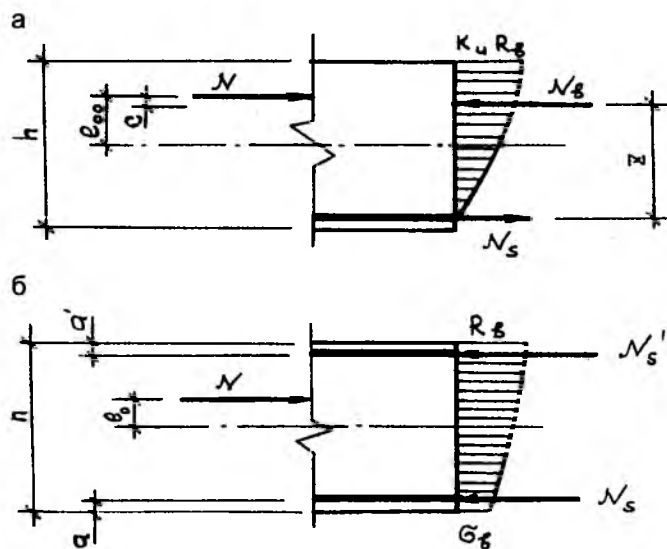


Рис. 2. Напряженное состояние поперечного сечения элемента: а – при  $x=h_0$ ; б – при  $x>h$

При  $e_o < e_{oR}$  расчет поперечного сечения элемента необходимо выполнять при криволинейной эпюре сжимающих напряжений; при  $e_o > e_{oR}$  – при прямоугольной эпюре.

Граничному значению  $e_{oR}$  отвечает характеристика  $ж_R$

$$ж_R = 0,685 + 0,223 e_o - 0,0065 R_B - 0,0052 R_B e_o \quad (17)$$

При  $ж > ж_R$  расчет следует вести по криволинейной эпюре сжимающих напряжений, при  $ж < ж_R$  – по прямоугольной эпюре.

Вычисления, выполненные по (16), показали, что при использовании арматуры класса А400 и бетона класса В15 граничное значение эксцентриситета при  $x=x_R$  составляет  $1,2h_0$ , а для бетона класса В55  $e_{oR}=4h_0$ . Если в первом случае можно говорить о "малом" эксцентриситете, то во втором случае делать этого нельзя.

Во внецентренно загруженных элементах возможно положение силы, при котором напряжения в арматуре  $s$  равны нулю. Величина эксцентриситета в этом случае определяется из условия  $\Sigma M=0$  относительно точки приложения равнодействующей сжимающих напряжений (рис. 2, а), т.е.

$$N c = N_s z \quad (18)$$

$$\text{Здесь } c = 0,5h - h \frac{\omega}{1+\omega} + e_{oo} \quad (19)$$

Поскольку величина  $c=0$ , то

$$e_{oo} = 0,5 h - h_0 \frac{\omega}{1+\omega} \quad (20)$$

При наличии в сжатой зоне поперечного сечения арматуры величина  $e_{oo}$  определяется формулой

$$e_{oo} = 0,5h - h_o \frac{\omega}{1+\omega} + \frac{N'_s}{N} (h_o \frac{\omega}{1+\omega} - a') \quad (21)$$

Значение напряжения в арматуре  $s$  в расчете, когда  $e_{oR} > e_o > e_{oo}$  или когда  $h_o > x_k > x_{kR}$ , при определении  $A_s$  следует принимать согласно зависимости

$$\sigma_s = R_s \frac{1-\xi}{1-\xi_{kR}} \quad (22)$$

В случае, когда  $0 < e_o < e_{oo}$  (рис. 2, б), поперечное сечение элемента сжато. Необходимость в установке арматуры  $s'$  определяется из условия равновесия  $\Sigma M = 0$  относительно менее сжатой грани, т.е.

$$N(e_o + 0,5h) - R_b b h^2 \frac{\omega_1}{1-\omega_1} - A'_s R_{sc}(h-a') = 0, \quad (23)$$

а арматура  $s$  вычисляется из уравнения

$$N(0,5h - e_o) - N'_s a' - R_b b h^2 \frac{\omega_1}{1+\omega_1} - N_s(h-a) = 0 \quad (24)$$

$$\text{Здесь } \omega_1^* = \omega + \frac{e_{oo} - e_o}{e_{oo}}(1-\omega) \quad (25) \text{ — коэффициент}$$

полноты эпюры сжимающих напряжений, когда все сечение сжато.

Напряжения в арматуре  $s$  определяются зависимостью

$$\sigma_s = R_s \frac{e_{oo} - e_o}{e_{oo}} \quad (26)$$

При загрузке элемента силой с эксцентриситетом, не выходящим за высоту поперечного сечения, по мере роста нагрузки после достижения крайними растянутыми волокнами поперечного сечения  $R_{bt}$  появляются нормальные к продольной оси элемента трещины. При отсутствии арматуры  $s$ , т.е. в бетонном сечении с распространением трещин, равнодействующая сжимающих напряжений перемещается в сторону точки приложения силы  $N$ . При совпадении линий действия  $N$  и  $N_B$ , что можно допустить при неучете незначительной работы оставшейся растянутой зоны поперечного сечения, распространение вертикальной трещины приостановится. В момент образования и распространения нормальной трещины эпюра сжимающих напряжений имеет незначительную криволинейность. Однако при дальнейшем увеличении нагрузки с ростом напряжений в сжатой зоне криволинейность эпюры увеличивается, трещина получает затухающее развитие, и в предельном состоянии сжатой зоны полезная высота поперечного сечения определится при полном развитии в сжатой зоне поперечного сечения неупругих деформаций.

Поскольку линия действия силы  $N$  и равнодействующей  $N_B$  совпадают (рис. 3), это дает основание, с учетом изложенного выше, записать

\* Принятое допущение при определении плеча внутренней пары до равнодействующей сжимающих напряжений составляет погрешность не более 3 % действительного его значения.

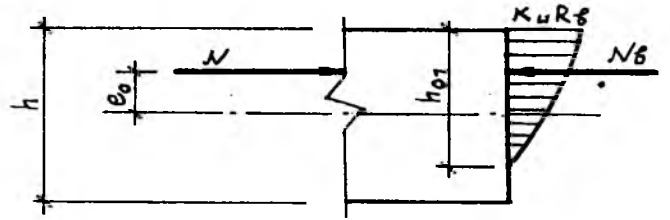


Рис. 3. Напряженное состояние поперечного сечения элемента при  $e_o < 0,5h - a$  и  $A_s = 0$

$$0,5h - e_o = h_{o1} \frac{\omega}{1+\omega}, \quad (27)$$

$$\text{откуда } h_{o1} = \frac{(0,5h - e_o)(1+\omega)}{\omega}, \quad (28)$$

т.е. получено значение высоты сжатой зоны поперечного сечения, при котором элемент воспринимает внешнее усилие без арматуры.

Величина усилия в этом случае

$$N_B = \omega \kappa_U R_b b h_{o1} \quad (29)$$

Если в сечении на расстоянии защитного слоя установлена арматура  $s'$ , то вследствие включения ее в работу равнодействующая сжимающих напряжений переместится вниз, и, естественно, высота сжатой зоны увеличится.

Условие равновесия  $\Sigma Y = 0$  в этом случае запишется как

$$N - N_B - N'_s = 0, \quad (30)$$

откуда

$$N'_s = N - N_B \quad (31)$$

Условие равновесия  $\Sigma M = 0$  относительно сжатой грани поперечного сечения с учетом (31) имеет вид

$$N(0,5h - e_o) = N_B h_{o2} \frac{\omega}{1+\omega} + (N - N_B) a' \quad (32)$$

В результате решения равенства относительно  $h_{o2}$  при подстановке в него  $N_B = \omega \kappa_U R_b b h_{o2}$  имеем значение  $h_{o2}$  от  $N$ , т.е.

$$h_{o2} = \frac{a'(1+\omega)}{2\omega} + \sqrt{\left[ \frac{a'(1+\omega)}{2\omega} \right]^2 + \frac{N(1+\omega)(0,5h - e_o - a')}{\kappa_U R_b b \omega^2}} \quad (33)$$

При известном  $h_{o2}$  из (31) находим  $N'_s$  и соответственно  $A'_s$ .

При известном значении  $A'_s$  значение величины  $h_{o2}$  в зависимости от  $A'_s$  определяется после решения при

использовании условий равновесия  $\Sigma Y=0$  и  $\Sigma M=0$  по формуле

$$h_{o2} = \left[ \frac{1+\omega}{2\omega} (0,5h - e_o) \right] + \sqrt{\left[ \frac{1+\omega}{2\omega} (0,5h - e_o) \right]^2 + \frac{N'_s (1+\omega)(0,5h - e_o - a')}{k_u R_s b \omega^2}} \quad (34)$$

Из изложенного выше следует, что когда внецентренно приложенное усилие находится в пределе высоты сжатой зоны поперечного сечения, его расчет можно выполнять по формуле (15) с учетом (11) или по формулам (28-34) в зависимости от величины  $N$ . При этом если в первом случае при  $x_k > x_{kR}$  в момент разрушения сжатой зоны несущая способность арматуры  $s$  не используется, то во втором случае арматура сжатой зоны поперечного сечения  $s'$  используется полностью. Проведенные вычисления показали, что с точки зрения расхода арматуры при  $e_{o0} < e_o < 0,5h - a'$  расчет поперечного сечения более предпочтительно выполнять по формулам (29-34).

При проектировании внецентренно загруженного элемента при  $e_o < 0,5h - a'$  расчет арматуры следует начинать на действие транспортной и монтажной нагрузок с тем, чтобы эта арматура затем учитывалась при расчете поперечного сечения на действие основной и дополнительной нагрузок.

В целях полного использования материала поперечного сечения высоту сжатой зоны в рассматриваемом случае следует принимать не менее  $x_k$  (28, 33 и 34) и не более  $x_{kR}$  (12).

В практике проектирования или при эксплуатации внецентренно сжатого элемента появляется необходимость определения напряженного состояния арматуры  $s$ . Величина коэффициента полноты эпюры сжимающих напряжений  $\omega_2$  в этом случае определяется по формуле

$$\omega_2 = \frac{N_{(x)} - N_{erc}}{N_p - N_{erc}} (\omega - 0,5) + 0,5,$$

где  $N_{(x)}$  – значение рассматриваемой нагрузки;  $N_{erc}$  – нагрузка трещинообразования;  $N_p$  – расчетная нагрузка; 0,5 – значение коэффициента полноты эпюры сжимающих напряжений непосредственно после образования трещины.

*М.Б.КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация ЗАО)*

## О выборе наиболее опасных сочетаний усилий при расчете железобетонных конструкций

Задача выбора наиболее опасных сочетаний усилий является важным этапом проектирования железобетонных конструкций и состоит в следующем.

Обычно при расчете железобетонных конструкций вначале вычисляют усилия, а затем проводят проверку или подбор арматуры. Усилия, как правило, определяют от нескольких загрузений, возникающих от действия постоянных, длительных, кратковременных или особых нагрузок. Некоторые сочетания загрузений являются допустимыми (т.е. загрузения могут действовать одновременно), другие сочетания недопустимы (например, одновременное действие ветра справа и слева на сооружение). При каждом загрузении в сечениях конструкций возникают усилия. Сочетания усилий, как и сочетания загрузений, могут быть допустимыми или недопустимыми. В допустимых сочетаниях усилия складывают с учетом коэффициентов сочетаний [1].

Проверка или подбор арматуры на действие всех возможных допустимых сочетаний усилий в каждом сечении представляет собой весьма трудоемкую, а иногда и просто неразрешимую задачу. Поэтому для расчета оставляют только наиболее опасные сочетания усилий, а заведомо менее опасные заранее отбрасывают.

В статье проанализированы существующие методики выбора наиболее опасных сочетаний усилий при расчете железобетонных конструкций и даны предложения по их совершенствованию.

При "ручном" счете в случае действия на нормальные сечения продольных сил  $N$  и моментов  $M_x, M_y$  в двух взаимно перпендикулярных плоскостях поступали следующим образом [2]. Для проверки или подбора арматуры оставляли шесть сочетаний усилий. Каждое сочетание состояло из максимального или минимального значения одного из усилий и соответствующих значений двух других усилий:

$$\begin{aligned} & N_{\max}, M_{x, \text{coomb}}, M_{y, \text{coomb}}; N_{\min}, M_{x, \text{coomb}}, M_{y, \text{coomb}}; \\ & N_{\text{coomb}}, M_{x, \max}, M_{y, \text{coomb}}; N_{\text{coomb}}, M_{x, \min}, M_{y, \text{coomb}}; \\ & N_{\text{coomb}}, M_{x, \text{coomb}}, M_{y, \max}; N_{\text{coomb}}, M_{x, \text{coomb}}, M_{y, \min}. \end{aligned} \quad (1)$$

Современные программные комплексы, ведущие расчет железобетонных конструкций на основе метода конечных элементов, стали использовать другие критерии отбора наиболее опасных сочетаний усилий, например, методику [3]. Для простоты будем рассматри-

вать стержневые элементы прямоугольного сечения, на которые действуют следующие усилия: продольная сила  $N$ , изгибающий момент  $M$ , поперечная сила  $Q$ .

Методика [3] основана на следующих трех положениях.

**Положение 1.** Для каждого сочетания усилий ( $N$ ,  $M$ ,  $Q$ ) по формуле сопротивления материалов определяют нормальные напряжения на верхней  $\sigma_+$  и на нижней  $\sigma_-$  гранях сечения:

$$\sigma_+ = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}; \sigma_- = \frac{N}{F} - \frac{M}{W}, \quad (2)$$

где  $F, W$  – соответственно площадь и момент сопротивления сечения.

Вводят следующие обозначения:  $\sigma_{+}, \sigma_{-}, \sigma_{+}, \sigma_{-}, N_{+}, N_{-}, Q_{+}, Q_{-}$ . Здесь  $\sigma_{+}, \sigma_{-}$  обозначают те сочетания усилий, которые дают максимальное (со знаком плюс) и минимальное (со знаком минус) нормальные напряжения на верхней грани;  $N_{+}, N_{-}$  обозначают сочетания усилий, имеющие максимальное (со знаком плюс) и минимальное (со знаком минус) значение продольной силы и т.п.

При сравнении сочетаний усилий ( $N_1, M_1, Q_1$ ) и ( $N_2, M_2, Q_2$ ) второе сочетание можно не рассматривать, если выполняются следующие условия:

- знаки величин  $\sigma_+, \sigma_-, N, Q$  в обоих сочетаниях попарно одинаковы;

- модули тех же величин во втором сочетании не превосходят модулей соответствующих величин в первом сочетании.

Таким образом, для проверки или подбора арматуры в рассматриваемом случае оставляют не более восьми сочетаний усилий, обозначенных  $\sigma_+, \sigma_-, \sigma_+, \sigma_-, N_{+}, N_{-}, Q_{+}, Q_{-}$ .

**Положение 2.** Для учета длительности действия нагрузки формируются две внутренние группы РСУ (расчетных сочетаний усилий). Группа А включает только сочетания от нагрузок большой суммарной длительности (собственный вес, вес оборудования), группа В – сочетания, возникающие от нагрузок большой и малой суммарной длительности. При подборе арматуры на усилия, возникающие от сочетаний, входящих в каждую из групп, используют различные значения коэффициента условий работы бетона  $\gamma_{b2}$  [4, 5].

**Положение 3.** Наиболее опасные расчетные сочетания усилий определяют от расчетных нагрузок с коэффициентами надежности по нагрузке, большими единицы, для расчетов как по первому, так и по второму предельным состояниям.

Естественно считать, что при подборе арматуры наиболее опасными будут сочетания, дающие максимальное армирование. Покажем на простых и легко проверяемых примерах, что при использовании описанной методики наиболее опасные сочетания могут быть пропущены, а это идет не в запас прочности, жесткости и трещиностойкости. В [6] показано, что современные программные комплексы при расчетах железобетонных конструкций иногда дают решения, не соответствующие действующим нормативным докумен-

там. Поэтому методику [3] мы будем использовать только для выбора сочетаний усилий, а непосредственные расчеты железобетонных конструкций будем проводить по программе "ОМ СНиП Железобетон" [6, 7] и Пособию [8].

Будем различать следующие случаи.

**1. Расчет прочности нормальных сечений. Выбор сочетаний усилий в группе А.** Рассмотрим прямоугольный внецентренно сжатый элемент длиной 1 м с симметричным армированием, рассчитываемый по [4]. Малая длина элемента взята, чтобы исключить влияние продольного изгиба. Размеры сечения элемента 40x60 см. Бетон класса В35, арматура класса А-III. Вдоль каждой короткой стороны элемента расположены по 3 продольных стержня,  $a = a' = 4$  см. Сравним два сочетания усилий:

$$(N_1 = 100 \text{ тс}, M_1 = 30 \text{ тсм})$$

и

$$(N_2 = 20 \text{ тс}, M_2 = 21.9 \text{ тсм}).$$

Для рассматриваемого сечения  $F = 2400 \text{ см}^2$ ,  $W = 24000 \text{ см}^3$ . По формуле (2) определим напряжения (в кгс/см<sup>2</sup>) для первого и второго сочетания усилий

$$\sigma_{+1} = 166.67; \sigma_{-1} = -83.33;$$

$$\sigma_{+2} = 99.58; \sigma_{-2} = -82.92.$$

Таким образом, сочетания  $\sigma_-, \sigma_+, N_-$  отсутствуют, а каждому из оставшихся сочетаний  $\sigma_+, \sigma_-, N_+$  соответствует первое сочетание, и, по [3], второе сочетание рассматривать не нужно.

Между тем расчеты показывают, что теоретические площади каждого стержня арматуры при первом и втором сочетаниях равны соответственно 1.29 и 2.86 см<sup>2</sup>, т.е. при использовании методики [3] получают площадь сечения арматуры в 2.2 раза меньше требуемой. Приведенный результат легко проверить "вручную" по формулам (65), (66), (67) СНиП [4], зная высоты сжатой зоны бетона. Для первого и второго сочетаний эти высоты равны соответственно 14.2 и 3.6 см.

При расчете по СП [5] определяют непосредственно диаметры арматурных стержней. Здесь получен совершенно аналогичный результат. Диаметр каждого стержня при первом и втором сочетании составляет соответственно 14 и 20 мм, т.е. при использовании методики [3] вместо требуемой арматуры диаметром 20 мм, будет поставлена арматура диаметром 14 мм.

При увеличении класса бетона отношение теоретических площадей арматуры, полученных при действии второго и первого сочетаний, увеличивается. В случае расчетов по СНиП [4] при классе бетона В60 это отношение составляет 3.75, т.е. при использовании методики [3] получают площадь сечения арматуры в 3.75 раза меньше требуемой.

Рассмотрим еще один пример. Армирование определим по графику Приложения 3 [8]. Проведем расчет рассмотренного выше внецентренно сжатого железобетонного элемента при гибкости  $\lambda = 10$ . На элемент действуют три сочетания усилий:

$$(\alpha_n = 1.6, \alpha_m = 0.20); (\alpha_n = 1.7, \alpha_m = 0.15);$$

$$(\alpha_n = 1.5, \alpha_m = 0.23).$$

По графику для указанных трех сочетаний характеристика армирования  $\alpha_s$  равна соответственно 0.55; 0.50, 0.51. Здесь:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}; \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}; \alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}. \quad (3)$$

Напряжения по формуле (2) определяют следующим образом:

$$\begin{aligned} \sigma_{e, \mu} &= \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{\alpha_n R_b b h_0}{F} \pm \frac{\alpha_m R_b b h_0^2}{W} = \\ &= \frac{\alpha_n \times 178 \times 40 \times 56}{2400} \pm \frac{\alpha_m \times 178 \times 40 \times 56^2}{24000} = \\ &= 166.1 \alpha_n \pm 930.3 \alpha_m \text{ кгс/см}^2 \end{aligned}$$

Тогда для трех рассмотренных сочетаний напряжения имеют следующие значения (в кгс/см<sup>2</sup>):

$$\sigma_{e1} = 451.9; \sigma_{\mu 1} = 79.7;$$

$$\sigma_{e2} = 421.9; \sigma_{\mu 2} = 142.9;$$

$$\sigma_{e3} = 463.2; \sigma_{\mu 3} = 35.2.$$

Как видно, сочетания  $\sigma_e, \sigma_{\mu}, N$  отсутствуют. Сочетанию  $\sigma_e +$  соответствует сочетание 3, а сочетаниям  $\sigma_{\mu} +, N +$  соответствует сочетание 2. Таким образом, и здесь наиболее опасное сочетание 1, дающее максимальное армирование ( $\alpha_s = 0.55$ ), согласно методике [3], из рассмотрения исключается. Полученное армирование оказывается меньше требуемого.

## 2. Расчет прочности нормальных сечений.

**Выбор сочетаний усилий в группе В.** При выборе наиболее опасных сочетаний усилий, кроме ситуаций, рассмотренных для случая 1, необходимо иметь в виду следующие дополнительные обстоятельства. По [3], при выборе наиболее опасных сочетаний учитывают только усилия от полной нагрузки, а усилия от постоянных и длительно действующих нагрузок не выделяют. Между тем при сравнении двух сочетаний более опасным может оказаться сочетание с меньшими значениями усилий от полной нагрузки и с большими значениями от постоянных и длительных нагрузок.

Рассмотрим пример. Подберем арматуру во внецентренно сжатом прямоугольном железобетонном элементе из тяжелого бетона с гибкостью  $\lambda = 25$ . Используем графики Приложения 3 [8]. На элемент действуют два сочетания усилий:

$$\alpha_{n1} = 1; \alpha_{m1} = 0; k_1 = 0.5;$$

$$\alpha_{n2} = 0.9; \alpha_{m2} = 0; k_2 = 1.$$

Здесь  $\alpha_n, \alpha_m$  определяют по формулам (3), а коэффициент  $k$  представляет собой отношение:  $k = M_{\mu} / M_1$ , где  $M_{\mu}, M_1$  – моменты внешних сил соответственно от действия постоянных и длительных нагрузок и от действия полной нагрузки (п. 3.54 [8]).

Согласно [3], арматуру подбирают только на первое сочетание усилий, в котором больше продольная сила. Между тем, по графикам Приложения 3 [8], для первого и второго сочетаний характеристики армирования (3) соответственно равны:  $\alpha_{s1} = 0.2; \alpha_{s2} = 0.25$ . Таким образом, по методике [3] получают армирование в 1.25 раза меньше требуемого.

## 3. Расчет прочности нормальных сечений.

**Сравнение сочетаний усилий в группах А и В.** Согласно [3], сочетания усилий в группах А и В не сравнивают. Между тем такое сравнение в некоторых случаях позволяет не рассматривать заведомо неопасные сочетания усилий и тем самым сократить время счета.

Приведем пример. Рассмотрим изгибаемый железобетонный элемент с двумя сочетаниями усилий  $M_1$  и  $M_2$ , которые относятся соответственно к группам А и В. Если  $M_1 > M_2$ , то момент  $M_2$  из рассмотрения нужно исключить: для большего момента  $M_1$  прочность бетона оказывается меньше ( $\gamma_{b2} = 0.9$ ), а потому и арматуры потребуется больше. Для внецентренно сжатых элементов необходимо учитывать отдельно усилия как от полной нагрузки, так и от постоянных и длительно действующих нагрузок.

## 4. Расчет трещиностойкости нормальных сечений.

**Выбор сочетаний усилий в группе А.** Согласно сформулированному выше Положению 3, в [3] при выборе наиболее опасных сочетаний усилий учитывают только нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке, большим единицы. Между тем при расчете железобетонных конструкций по второму предельному состоянию необходимо учитывать усилия от нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке, равным единице. Это может существенно повлиять на результаты расчетов.

В качестве примера рассмотрим изгибаемый железобетонный элемент прямоугольного сечения с размером 30x60 см. Элемент изготовлен из тяжелого бетона класса В15 естественного твердения и армирован двумя стержнями из арматуры класса А-III,  $a = 4$  см. На элемент действуют два сочетания усилий  $M_1 = 12.0$  и  $M_2 = 11.5$  тсм при коэффициентах надежности по нагрузке соответственно равных 1.3 и 1.1. Требуется подобрать диаметры стержней из условий трещиностойкости так, чтобы ширина раскрытия нормальных трещин не превышала 0.3 мм.

Как следует из вышеизложенного, по [3] нужно проводить расчет только для момента  $M_1$ , а момент  $M_2$  можно не рассматривать. В расчетах по прочности нормальных сечений это оправдано: при действии моментов  $M_1$  и  $M_2$  диаметр каждого стержня оказывается соответственно равным 22 и 20 мм. Однако в расчетах на трещиностойкость результаты оказываются другими.

При коэффициентах надежности по нагрузке, равных единице,

$$M_1 = 12/1.3 = 9.23; M_2 = 11.5/1.1 = 10.45 \text{ тсм}. \quad (4)$$

Расчеты по СНиП [4] на основе программы “ОМ СНиП Железобетон” показывают, что при значениях моментов  $M_1$  и  $M_2$ , приведенных в (4), диаметр каждого стержня равен соответственно 22 и 25 мм. Таким образом, по [3], вместо стержней диаметром 25 мм будут поставлены стержни диаметром 22 мм, площадь сечения которых в 1.29 раза меньше требуемой.

В точности те же результаты получены и по СП [5].

Отсюда следует, что при расчетах по второму предельному состоянию выбор наиболее опасных сочетаний необходимо проводить для усилий, полученных при значениях нагрузок с коэффициентами надежности, равными единице.

**5. Расчет трещиностойкости нормальных сечений. Выбор сочетаний усилий в группе В.** Как и при расчете прочности, по [3], при выборе наиболее опасных сочетаний учитывают только усилия от полной нагрузки, а усилия от постоянных и длительно действующих нагрузок не выделяют. Между тем при сравнении двух сочетаний более опасным может оказаться сочетание с меньшими значениями усилий от полной нагрузки и с большими значениями от постоянных и длительно действующих нагрузок.

Для примера рассмотрим тот же изгибаемый железобетонный элемент, что и в предыдущем случае. На элемент действуют два сочетания усилий: от полной нагрузки  $M_1 = 12.0$  и  $M_2 = 11.5$  тсм; от постоянной и длительно действующей нагрузке соответственно  $M_{1дл} = 5.0$  и  $M_{2дл} = 10.5$  тсм. Коэффициент надежности по нагрузке в обоих случаях равен 1.15.

По [3], сравнивают только сочетания от полной нагрузки при коэффициенте надежности, большем единицы. Поскольку  $M_1 = 12.0 > M_2 = 11.5$ , сочетание  $M_2$  из рассмотрения исключают.

При коэффициенте надежности по нагрузке, равном единице,  $M_1 = 10.43$ ,  $M_2 = 10.0$ ,  $M_{1дл} = 4.35$ ,  $M_{2дл} = 9.13$  тсм. При расчетах элемента на эти усилия по СНиП [4] с помощью программы “ОМ СНиП Железобетон” оказывается, что при действии сочетаний  $M_1$  и  $M_2$  диаметр каждого стержня должен быть равен соответственно 20 и 22 мм, т.е. по [3], будет принят диаметр 20 мм вместо требуемого диаметра 22 мм.

Те же результаты получены и по СП [5] при двухлинейной диаграмме состояния бетона. При трехлинейной диаграмме оказывается, что, по [3], необходимо принять диаметр каждого стержня равным 18 мм вместо 22 мм, т.е. площадь поперечного сечения стержней оказывается в 1.49 раза меньше требуемой.

Таким образом, как и в случае расчета нормальных сечений по прочности, при сравнении сочетаний

необходимо учитывать усилия не только от полной нагрузки, но и от постоянной и длительной нагрузок.

**6. Расчет трещиностойкости нормальных сечений. Сравнение сочетаний усилий в группах А и В.** Как и при расчете прочности, целесообразно сравнивать сочетания из двух групп с учетом усилий не только от полной нагрузки, но также от постоянных и длительно действующих нагрузок. Коэффициент надежности по нагрузке необходимо принимать равным единице. Это позволит не рассматривать заведомо неопасные сочетания.

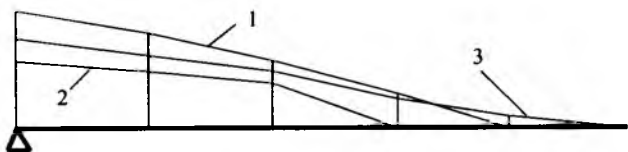
**7. Расчет прочности наклонных сечений. Выбор сочетаний усилий в группах А и В.** В современных программных комплексах расчет наклонных сечений ведут отдельно для каждого конечного элемента. Это не соответствует действующим нормативным документам. При расчете наклонных сечений по СНиП [4] необходимо отыскивать длины проекций наиболее опасного наклонного сечения и наиболее опасной наклонной трещины, а при расчете по СП [5] необходимо знать длину проекции наиболее опасного наклонного сечения. В одном конечном элементе определить указанные величины невозможно. Поэтому в программе “ОМ СНиП Железобетон” расчет наклонных сечений ведут для конструктивных элементов, в которые входят несколько конечных элементов. Это требует и другого подхода к выбору наиболее опасных сочетаний усилий.

В конструктивном элементе рассматривают не одно значение поперечной силы  $Q$ , как в [3], а эпюру поперечных сил от опорного сечения до последней нулевой точки. Сравним две эпюры  $(Q_{11}, Q_{12}, \dots, Q_{1n})$  и  $(Q_{21}, Q_{22}, \dots, Q_{2m})$ , где первый и второй индексы обозначают соответственно номера эпюр и сечений, а  $Q_{1n} = Q_{2m} = 0$ . Каждая из эпюр представляет собой сочетание усилий от нескольких загружений с учетом соответствующих коэффициентов сочетаний [1]. Вторая эпюра является менее опасной, если одновременно выполняются следующие условия:

- число сечений до последней нулевой точки во второй эпюре не больше, чем в первой, т.е.  $m \leq n$ ;
- в каждом сечении  $i$ , в котором  $Q_{1i} \neq 0$  и  $Q_{2i} \neq 0$ , выполняется неравенство  $|Q_{2i}| \leq |Q_{1i}|$ ;
- если в сечении  $i$  величина  $Q_{1i} = 0$ , то и  $Q_{2i} = 0$ ;
- для второй эпюры произведение коэффициентов условий работы бетона не превышает соответствующего произведения для первой эпюры; аналогичное условие выполняется и для коэффициентов условий работы арматуры;

- при расчетах по СНиП [4]  $N_{2\max} \leq N_{1\max}$ , где  $N_{1\max}$ ,  $N_{2\max}$  максимальные значения продольных сил, соответствующих первой и второй эпюрам, по всем сечениям (положительное значение продольной силы считается растягивающим); методика расчета наклонных сечений в СП [5] не учитывает продольную силу, и поэтому условие  $N_{2\max} \leq N_{1\max}$  нужно исключить.

Для примера на рисунке показаны три эпюры поперечных сил для конструктивного элемента. Эпюра 2 является менее опасной, чем эпюры 1 и 3, и поэтому из рассмотрения исключается, а обе эпюры 1 и 3 необходимо оставить для расчетов. Предполагается, конеч-



Пример эпюр поперечных сил при выборе наиболее опасных сочетаний усилий для расчета прочности наклонных сечений

но, что выполняются соответствующие требования для продольных сил и коэффициентов условий работы материалов.

**8. Расчет трещиностойкости наклонных сечений и деформативности.** Большинство современных программных комплексов не выполняют расчета трещиностойкости наклонных сечений и деформативности железобетонных элементов с учетом появления и развития трещин. Поэтому и процедура выбора наиболее опасных сочетаний усилий для этих расчетов не разработана.

В программе "ОМ СНиП Железобетон" указанные расчеты выполняются, и разработаны соответствующие процедуры выбора наиболее опасных сочетаний усилий. При сравнении рассматриваются эпюры моментов и поперечных сил от действия нагрузок с коэффициентами надежности по нагрузке, равными единице.

## Выводы

1. На конкретных примерах проанализированы существующие методы выбора наиболее опасных сочетаний усилий при расчете железобетонных конструкций.

2. Показано, что применяемые методы не учитывают особенностей железобетонных конструкций и в общем случае идут не в запас прочности, жесткости и трещиностойкости: наиболее опасные сочетания усилий пропускаются. Получаемая площадь сечения арматуры может оказаться в несколько раз меньше требуемой.

3. Разделение сочетаний усилий на две группы А и В не решает задачи учета длительности действия нагрузок. При выборе наиболее опасных сочетаний усилий для расчета прочности внецентренно сжатых элементов, а также трещиностойкости и деформативности любых элементов необходимо сравнивать усилия не только от полной нагрузки, но также от постоянной и длительной нагрузок.

4. При выборе наиболее опасных сочетаний усилий для расчета трещиностойкости и деформативнос-

ти необходимо учитывать усилия от нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке, равным единице.

5. Предложена методика, выбирающая сочетания усилий, при которых армирование оказывается максимальным. Сформулированы различные критерии выбора наиболее опасных сочетаний для каждого из расчетов – прочности, трещиностойкости нормальных и наклонных сечений, деформативности. Методика реализована в программе "ОМ СНиП Железобетон".

## Библиографический список

1. СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия. – М., 2003, с. 42.
2. Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. и др. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Справочное пособие. – Киев, "Будивэльнык", 1990, с. 543.
3. Программный комплекс Structure CAD. Руководство пользователя. – Киев. Научно-производственное предприятие "ТОПАЗ-ИНФОРМ", 1996, с. 434.
4. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М., 1989, с.77.
5. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004, с. 53.
6. Краковский М.Б. Программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ // Бетон и железобетон. – 2001. № 2. – с. 9-12.
7. Краковский М.Б. Развитие программы "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ по СНиП 2.03.01-84\*, СНиП 52-01-2003 и СП 52-101-2003// Бетон и железобетон. – 2005. № 5. – с. 19-22.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИП-ромзданий, НИИЖБ. – М., Стройиздат, 1986, с. 192.

*За дополнительной информацией, демонстрационной версией и по вопросам приобретения программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" просьба обращаться в НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ ЗАО по адресу: 117292 Москва, ул. Профсоюзная 8-2-150, тел., факс (495) 124-2425, e-mail: krakov@dataforce.net.*

В АНО «Секция «Строительство» Российской инженерной академии» можно приобрести книгу:

«Системные подходы к определению цен и управлению стоимостью в строительстве». Справочное пособие с методиками и примерами расчетов. Авторы: академик РИА и МАИЭС, д.т.н., проф. Резниченко В.С. и инженер-экономист Ленинцев Н.Н.

В книге изложены:

- ♦ проблемы ценообразования в строительном комплексе Российской Федерации;
- ♦ организационно-экономические направления снижения стоимости строительства;
- ♦ зарубежный опыт ценообразования в строительстве;
- ♦ порядок разработки сметной документации в современных экономических условиях;
- ♦ содержание и пути совершенствования сметной нормативной базы;
- ♦ методика прогнозной оценки стоимости строительства в текущих ценах;

♦ методики формирования смет с применением ресурсного, ресурсно-индексного и ресурсно-ранжирного методов;

- ♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости материальных ресурсов;
- ♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости эксплуатации строительных машин и механизмов;
- ♦ рекомендации по совершенствованию методов оценки оплаты труда рабочих;
- ♦ рекомендации по оценке затрат на содержание службы заказчика;
- ♦ программные комплексы по оценке стоимости строительства.

Объем книги – 465 стр., книга издана ограниченным тиражом.

**Контактные телефоны: (095) 174-75-67, 174-75-80, 171-43-74**



*Л.А. МАНУКЯН, канд. техн. наук (ЗАО "Лернаметалургияи Институт")*

### **Определение напряжений в бетонных обделках подземных сооружений, пройденных в сложных геотехнических условиях**

Принципы расчета обделок подземных сооружений в большой степени основываются на решении задач с использованием законов теории упругости. Однако при этом зачастую не учитываются изменения упругих свойств пород вокруг выработки, связанные с проходческими работами, последующим выветриванием, водообильностью, нарушением пород в зоне разломной тектоники и т.д. В этой связи для обоснования и расчета параметров обделки необходима оценка реальных свойств массива горных пород, что возможно путем проведения натуральных геотехнических исследований [1].

Ряд подземных сооружений в Армении – тоннельные выработки различного назначения, которые претерпевают значительное влияние подвижек разномасштабных блоков горных пород как в период строительства, так и при их эксплуатации. Многочисленны факты деформирования бетонной обделки тоннелей, пройденных в сложных геотехнических условиях. В качестве характерного примера можно привести деформирование временной крепи калоттного профиля и разрушение бетонной обделки по полному сечению протяженностью 360 м при строительстве второго железнодорожного тоннеля Иджеван-Раздан [2]. Аналогичная ситуация наблюдалась при деформировании обделки гидротехнического тоннеля для переброски вод р. Арпа в оз. Севан. Здесь на участке второго забоя на протяжении 80 м была проведена бетонная обделка тоннеля,

что привело к его заполнению разжиженной грунтовой массой. Возникшая при этом трещиноватость привела к большим потерям воды и значительной опасности полного разрушения обделки. Деформированная обделка подверглась реконструкции на участке в 360 м путем поэтапной замены конструкции жесткой монолитной обделки на податливую из сборных элементов в шахматном порядке.

В практике геотехнических исследований, проводимых ЗАО "Лернаметалургияи Институт", для измерения напряжений в обделках подземных сооружений различного назначения используются разные модификации компенсационного метода и метода разгрузки (частичной и полной) [3]. Согласно этому методу, создается измерительная площадка путем бурения скважин в бетонной обделке с установкой в них динамометров, в качестве которых используются металлические балки двутаврового сечения, на стенки которых с обеих сторон наклеиваются тензометры сопротивления.

Отличительной особенностью этого метода является то, что при достаточно больших размерах измерительной площадки в работу вовлекаются участки сооружения, существенно отдаленные от места бурения скважин и закладки динамометров. Таким образом, фактическая база измерений может значительно превышать диаметр разбуриваемых скважин.

В основу работ по выявлению причин деформирования участка тоннельной обделки железнодорож-

ной трассы Иджеван-Раздан были положены различные усовершенствованные вариации экспериментального определения напряжений бетонной обделки на основе метода динамометрического разреза. Трасса тоннеля, проходящая по комплексу вулканогенно-осадочных пород эоцена (туфобрекчии, порфириды, конгломераты, известково-глинистые сланцы) была сильно нарушена, раздроблена, изменена трещиноватыми породами, что вызывало затруднения с поддержанием кровли и выработки от вывалообразования крупных блоков и повышенного водопритока. Опыт проходческих работ подтвердил, что 55% вывалов по трассе проходки тоннеля связано с зонами высоких напряжений, обусловленных тектоническими явлениями [4].

Были выявлены общие характерные признаки нарушения целостности и деформирования бетонной обделки, а именно:

разрушения бетона обделки тоннеля на уровне пят свода (зафиксированы практически по всему деформированному участку);

разрушения и вывалы бетона обделки в сводовой части тоннеля; сильная и беспорядочная трещиноватость обделки с раскрытием до 10-15 мм, зачастую приводящая к разрушению конструкции.

Экспериментальную работу по определению фактических напряжений в бетонной обделке с применением метода динамометрического разреза проводили в несколько этапов и в строго определенной последовательности [5]. В табл. 1 приве-

NN пп	Стадии и схемы бурения скважин	Динамометр № 1				Динамометр № 2			
		С <sub>1</sub>		С <sub>2</sub>		С <sub>1</sub>		С <sub>2</sub>	
		А	ε	А	ε	А	ε	А	ε
1	① ①	397	0	375	0	540	0	435	0
2	③①①①②	300	97	300	75	420	120	402	33
3	⑤④③①①①②⑥⑦	190	207	195	180	296	244	260	175
4	⑪ ⑧ ⑫ ⑨ ⑤④③①①①②⑥⑦	205	192	127	248	327	213	280	275
5	⑪ ⑨ ⑫ ⑧ ⑬ ⑦ ⑤④③①①①②⑥⑦ ⑭ ④ ⑮ ③	172	225	132	243	246	294	150	285
		Динамометр № 3				Динамометр № 4			
1	① ①	574	0	532	0	643	0	603	0
2	③①①①②	518	56	488	44	592	51	564	39
3	⑤④③①①①②⑥⑦	360	214	267	265	443	200	382	221
4	⑪ ⑧ ⑫ ⑨ ⑬ ⑦ ⑤④③①①①②⑥⑦	380	194	428	104	563	80	523	120
5	⑪ ⑨ ⑫ ⑧ ⑬ ⑦ ⑭ ④ ⑮ ③	360	214	307	225	513	130	453	150

дены значения относительных деформаций по динамометрам, сгруппированным по мере бурения разгрузочных скважин. Индексом "А" обозначены показания тензометров сопротивления по отдельным створам, а индексом "ε" – относительные деформации динамометров, выраженные в  $1 \times 10^{-5}$ , что соответствует цене деления измерительного прибора. Графики, отражающие характер деформирования бетонной обделки в зависимости от числа пробуренных в ней скважин, представлены на рисунке.

После пробуривания "Н"-образной прорези динамометры образуют как бы левую и правую опоры, воспринимающие напряжение в бетонном блоке. Динамометры, установленные в скважинах, образуют измерительные станции С<sub>1</sub> и С<sub>2</sub> (см. рисунок). Результаты замеров, приведенные в табл.1, показывают, что разности электрического сопротивления соответствуют положительным значениям, что указывает на наличие сжимающей нагрузки, действующей на динамометры, величина которой определяется на

основе результатов тарировки приборов, где устанавливается удельная деформация динамометров.

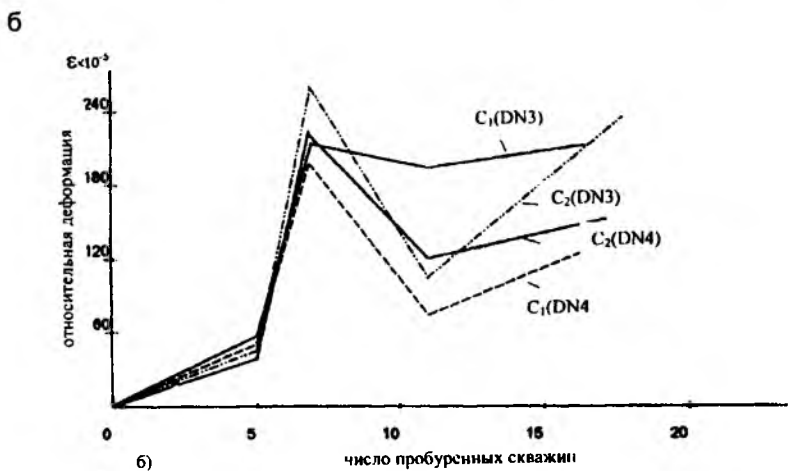
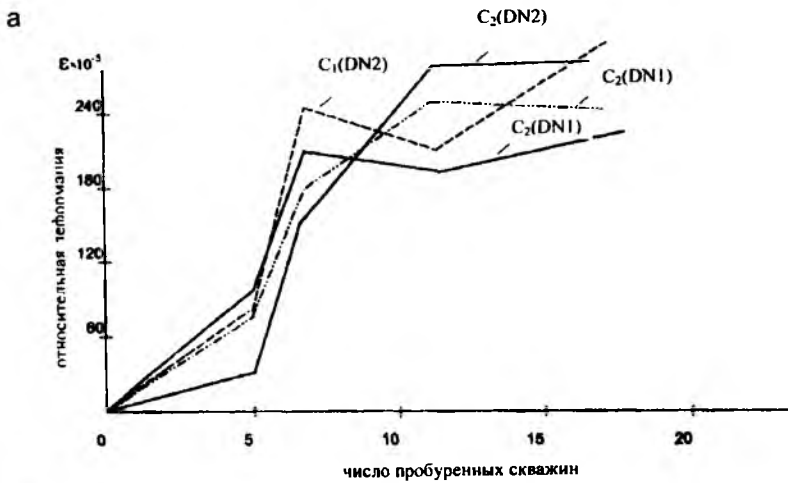
В табл. 2 приведены усредненные значения приращений относительной деформации динамометров, установленных в левой и правой опорах исследуемого бетонного блока обделки тоннеля, и удельные деформации динамометров, определенные при их тарировке.

Из табл.2 видно, что динамометры, расположенные в глубине скважины, фиксируют нагрузки, практически близкие к значениям приборов, установленных вблизи поверхности бетонной обделки.

Усилия, найденные при эксперименте, определяются для всех динамометров данного блока. Подсчитывается площадь прорези, обслуживаемая одним динамометром, причем в расчет вводится полная толщина обделки тоннеля.

Таблица 2

Место испытания	Части бетонного блока	Приращение относительной деформации динамометров, $\epsilon \times 10^{-5}$				Удельная деформация динамометров, $\epsilon_0 \times 10^{-5}$			
		№ 1	№ 2	№ 3	№ 4	№ 1	№ 2	№ 3	№ 4
ПК23+00	левая опора	234.0	290.0	-	-	16.0	18.0	-	-
	правая опора	-	-	219.5	140.0	-	-	19.0	14.0



Распределение относительной деформации динамометров от числа пробуренных скважин

а — левая опора; б — правая опора

Напряжения в блоке, измеренные динамометрами, определяются из выражения

$$\sigma_y = N/S, \quad (1)$$

где  $N$  — средняя нагрузка на динамометр, т;  $S$  — площадь, передающая нагрузку на один динамометр, м<sup>2</sup>.

Нагрузка на каждый динамометр определяется посредством отношения измеренной в тоннеле относительной деформации динамометра к его удельной деформации, установленной при тарировке, т.е.

$$P = \varepsilon/\varepsilon_0 \quad (2)$$

Согласно формуле (2), средняя

нагрузка на 1 динамометр левой и правой опор соответственно равна 14.6; 16.1 и 11.6; 10.0 т, или средняя нагрузка на 1 прибор в опорах блока составит: для левой опоры  $N_1 = 15.35$  т; для правой опоры  $N_2 = 11.8$  т

При этом площадь бетона, загружающего 1 динамометр, можно определить из выражения

$$S = (D+l/2) \times 10, \quad (3)$$

где  $D$  — диаметр скважины, см;  $l$  — длина опоры блока, см; 10 — длина секции динамометра, см.

По данным фактически проведенных измерений  $S = 270$  см<sup>2</sup>.

Средняя величина напряжений

в бетоне, измеренных динамометрами, составила: для левой опоры  $s_{\text{дин.}} = N_1/S = 5.7$  МПа; для правой опоры  $s_{\text{дин.}} = N_2/S = 4.0$  МПа.

По полученным данным строится эпюра напряжений в бетоне. Для ее построения по осям динамометров по вертикали откладываются определенные выше напряжения в левой и правой опорах.

В отличие от существующих методов разгрузки для определения напряжений в бетонных обделках подземных горных выработок предложенный метод динамометрического разреза дает возможность значительно увеличить измерительную базу путем вовлечения участков сооружения, существенно отдаленных от мест бурения скважин и закладки динамометров. Благодаря этому возможно получить более достоверную информацию о степени напряженного состояния бетонной обделки, что особенно важно для подземных сооружений, пройденных в сложных геотехнических условиях.

## Библиографический список

1. СНиП-44-78. Туннели железнодорожные и автодорожные. — М., 1978, 21 с.
2. Курисько А.С., Степанян В.Э., Санагян А.А., Курисько В.А. Экспериментальные исследования горного давления в туннелях железнодорожной трассы Иджеван-Раздан. — М., //Транспортное строительство М., №5, 1984, с. 14-16.
3. Завриев Г.П., Завриян Е.Г. Опыт измерения напряжений в туннелях методом динамометрического разреза //Проблемы геомеханики, — №7. — Ереван, 1984. — с. 23-29.
4. Азарян С.Н., Завриян Е.Г., Манукян Л.А., Степанян В.Э. Определение напряжений в обделках эксплуатируемых туннелей, пройденных в сложных инженерно-сейсмологических и геотехнических условиях. — "Вестник" Международной академии наук экологии и безопасности жизнедеятельности (МАНЭБ) — С.-Петербург, 2001, №6 (42), с. 19-26.
5. Манукян Л.А. Безопасная эксплуатация хвостохранилищ горных предприятий Армении. Ереван, 2003, 346 с.

И.Г.ОВЧИННИКОВ, д-р техн. наук, проф., Р.РИНАМОВ, Р.Б.ГАРИБОВ, кандидаты техн. наук, доценты (Саратовский государственный технический ун-т)

## Модель деформирования и расчет сжато-изогнутой железобетонной балки в условиях сульфатной агрессии

Значительная часть инженерных сооружений, возведенных из композитных материалов (бетона и железобетона), подвергается воздействию не только эксплуатационных нагрузок и температуры, но и агрессивных сред. Широко распространенными средами, с которыми контактируют железобетонные конструктивные элементы в процессе эксплуатации и которые являются агрессивными по отношению к бетону и железобетону, являются среды, содержащие сульфаты. Они встречаются как в природной среде (в грунтовых водах, морской воде и др.), так и в промышленных агрессивных средах: в коксохимическом производстве одним из важных побочных продуктов является сульфат аммония; после переработки калийных руд остаются сульфаты калия и магния; в промышленности основной химии производство серной кислоты занимает ведущее место, и виды производств, в которых используется она и ее соли, весьма многочисленны; промышленность минеральных удобрений, целлюлозная, металлургическая (травление металла в прокатных цехах) и многие другие отрасли широко используют растворы серной кислоты и ее солей, при этом неизбежен контакт таких растворов со строительными конструкциями.

Многочисленные результаты экспериментальных исследований и натурных наблюдений [1] свидетельствуют о том, что воздействие сульфатсодержащей среды приводит к существенным изменениям механических свойств материалов и характера работы конструкций. Изменение свойств материала во времени носит, как правило, необратимый характер и зависит от условий деформирования, вида агрессивной среды, ее концентрации и других факторов. По мере проникания агрессивной среды в тело конструкции происходит деградация защитного слоя бетона, после чего становится возможной коррозия арматуры. В результате уменьшается площадь ее поперечного сечения, а образующиеся при этом продукты коррозии приводят к образованию трещин, ориентированных вдоль арматуры, и к последующему отслаиванию защитного слоя бетона. При этом изменяется характер сцепления арматуры с бетоном. Все эти факторы снижают несущую способность и повышают деформативность железобетонных конструкций. Таким образом, моделирование деформирования железобетонных элементов конструкций с учетом воздействия агрессивных сульфатсодержащих сред является актуальной проблемой, которая имеет практический интерес, но в то же время представляет собой весьма сложную и трудоемкую задачу.

Процесс деформирования нагруженного железобетонного конструктивного элемента при воздействии на него сульфатсодержащей среды будем представлять в виде совокупности процессов: вначале к элементу прикладывается нагрузка, при этом он деформируется без воздействия агрессивной среды; далее начинается воздействие агрессивной среды на материал, при этом концентрация сульфатов на поверхности элемента за определенный промежуток времени увеличивается от 0 до  $C_0$ ; одновременно с этим происходит проникание среды внутрь элемента, ее распределение по его объему и химическое взаимодействие проникшей среды с компонентами бетона; химическое взаимодействие вызывает неоднородность механических свойств бетона по объему элемента; в момент времени, когда концентрация среды в точке центра тяжести арматуры достигнет критического уровня, начинается коррозионный износ арматуры.

Далее процессы проникания агрессивной среды, ее химического взаимодействия с бетоном (вызывающего изменение его механических свойств), коррозионного износа арматуры (приводящего к уменьшению площади ее поперечного сечения) и процесс деформирования конструктивного элемента протекают параллельно во времени.

Модель железобетона, взаимодействующего с сульфатсодержащей средой, представляется в виде совокупности моделей [2]: проникания агрессивной среды в бетон; химического взаимодействия проникшей среды с бетоном; деформирования материала (бетона и стальной арматуры); коррозионного износа арматуры.

В качестве модели проникания принимается модель "размытого" фронта в следующем виде

$$C(x,t) = \begin{cases} 0, & x > L(t) \\ C_0 \left( 1 - \alpha \frac{x}{L(t)} + \beta \frac{x^2}{L(t)^2} \right), & x \leq L(t) \end{cases} \quad (1)$$

где  $C(x,t)$  – концентрация агрессивной среды в точке на расстоянии  $x$  от поверхности элемента;  $L(t)$  – закон продвижения границы размытого фронта вглубь конструктивного элемента (глубина проникания агрессивной среды),  $\alpha$ ,  $\beta$  – коэффициенты.

В качестве модели химического взаимодействия принимается зависимость вида

$$\frac{d\mu}{dt} = gC(1 - \mu). \quad (2)$$

Здесь  $\mu$  – параметр химического взаимодействия;  
 $g$  – коэффициент

Модель деформирования бетона имеет вид:

для бетона, не содержащего сульфатов

$$\sigma = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, & \sigma < 0; \end{cases} \quad (3)$$

для бетона с сульфатами

$$\sigma = \begin{cases} A_p(\mu) \varepsilon - B_p(\mu) \varepsilon^3, & \sigma > 0; \\ A_c(\mu) \varepsilon - B_c(\mu) \varepsilon^3, & \sigma < 0. \end{cases} \quad (4)$$

Здесь  $\sigma, \varepsilon$  – напряжения и деформации;  $A, B$  – коэффициенты; индекс “р” относится к случаю растяжения, а “с” – к случаю сжатия.

В качестве модели деформирования ненапрягаемой арматуры принимается зависимость вида

$$\sigma = A_s \varepsilon - B_s \varepsilon^3, \quad (5)$$

где  $A_s, B_s$  – коэффициенты.

Модель коррозионного поражения арматуры принимается в виде равномерного по периметру износа глубиной  $\delta(t)$

$$\delta(t) = \begin{cases} 0, & t \leq t_{inc}, \\ \alpha (t - t_{inc})^\beta, & t > t_{inc}, \end{cases} \quad (6)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты;  $t_{inc}$  – инкубационный период.

Принимается, что предельное состояние конструктивного элемента может наступить вследствие достижения напряжениями в любой точке неповрежденной и поврежденной агрессивной средой части сечения некоторого опасного уровня. Для бетона этот уровень соответствует максимальным сжимающим или растягивающим напряжениям на диаграмме деформирования, для стальной арматуры – пределу текучести.

При выводе уравнений рассматривается наиболее нагруженное сечение железобетонной балки.

На этапе без воздействия агрессивной среды, а также в условиях ее воздействия принимается гипотеза плоских сечений, имеющая вид

$$\varepsilon = \phi y - \varepsilon_0 = \phi (y - y_0), \quad (7)$$

где  $\phi$  – кривизна изогнутой оси балки;  $y_0$  – координата нейтральной оси балки.

Для сжато-изогнутого конструктивного элемента система разрешающих уравнений имеет вид

$$N = \phi \left\{ \int_{\frac{h}{2}}^{y_0} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} A_p (y - y_0) dx dy + \int_{y_0}^{\frac{h}{2}} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} A_c (y - y_0) dx dy + \right. \\ \left. + A_s ((y_{sp} - y_0) h_{sp} F_{sp} + (y_{sc} - y_0) h_{sc} F_{sc}) \right\} - \\ - \phi^3 \left\{ \int_{\frac{h}{2}}^{y_0} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} B_p (y - y_0)^3 dx dy + \int_{y_0}^{\frac{h}{2}} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} B_c (y - y_0)^3 dx dy + \right. \\ \left. + B_s ((y_{sp} - y_0)^3 F_{sp} + (y_{sc} - y_0)^3 F_{sc}) \right\} \quad (8)$$

$$M = \phi \left\{ \int_{\frac{h}{2}}^{y_0} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} A_p (y - y_0) y dx dy + \int_{y_0}^{\frac{h}{2}} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} A_c (y - y_0) y dx dy + \right. \\ \left. + A_s ((y_{sp} - y_0) h_{sp} F_{sp} h_{sp} + (y_{sc} - y_0) h_{sc} F_{sc} h_{sp}) \right\} - \\ - \phi^3 \left\{ \int_{\frac{h}{2}}^{y_0} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} B_p (y - y_0)^3 y dx dy + \int_{y_0}^{\frac{h}{2}} \int_{\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} B_c (y - y_0)^3 y dx dy + \right. \\ \left. + B_s ((y_{sp} - y_0)^3 F_{sp} h_{sp} + (y_{sc} - y_0)^3 F_{sc} h_{sp}) \right\}$$

где  $y_{sp}, y_{sc}$  – координата центра тяжести арматуры (растянутой и сжатой);  $h_{sp}, h_{sc}$  – расстояние между центром тяжести арматуры и координатой нейтральной оси;  $b, h$  – геометрические размеры поперечного сечения элемента;

$F_i = \frac{\pi}{4} (d_i - 2n(t - t_{ink})^m)^2$  – площадь арматуры ( $i=1$  – растянутой,  $i=2$  – сжатой).

Таким образом, модель деформирования сжато-изогнутого конструктивного элемента в условиях воздействия сульфатсодержащей среды представляется в виде системы разрешающих уравнений, которую можно разделить на две группы: в первую входят уравнение проникания среды в элемент и дифференциальное уравнение для параметра химического взаимодействия; ко второй группе относятся нелинейные интегральные уравнения, в которые в качестве параметров входят решения уравнений первой группы, и которая решается при помощи метода Рунге-Кутты низкого порядка с автоматическим выбором шага. При решении системы уравнений деформирования (8) используется функция поиска корней системы нелинейных функций, реализованной на основе метода Гаусса-Ньютона. Здесь следует отметить определенную выгоду использования кубических уравнений в моделях материала, которая состоит в том, что значения невязок нелинейных уравнений деформирования есть гладкие функции

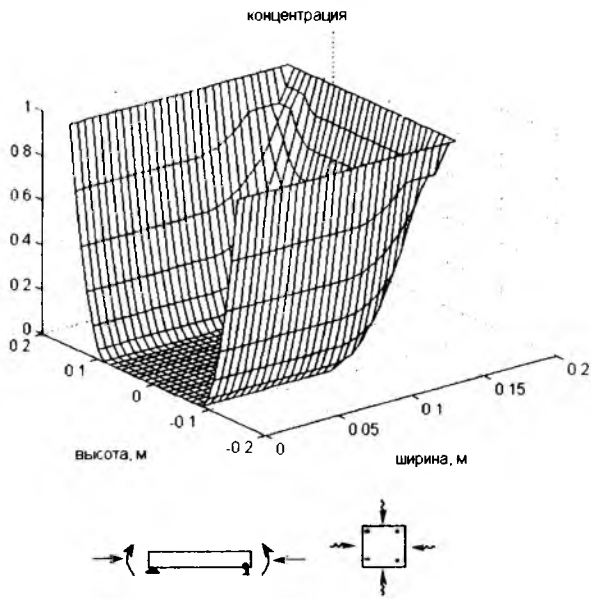


Рис. 1. Эпюра концентрации агрессивной среды по половине сечения железобетонного элемента в момент времени  $t = 163$  мес

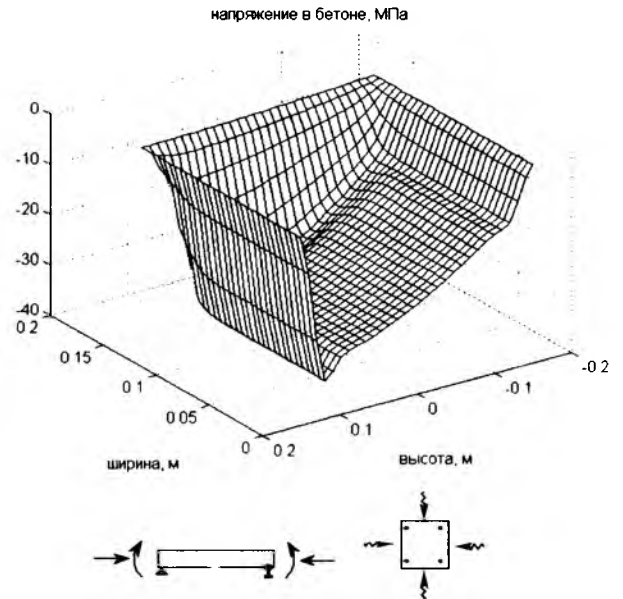


Рис. 3. Эпюра распределения напряжений по бетонному сечению элемента в момент времени  $t = 163$  мес

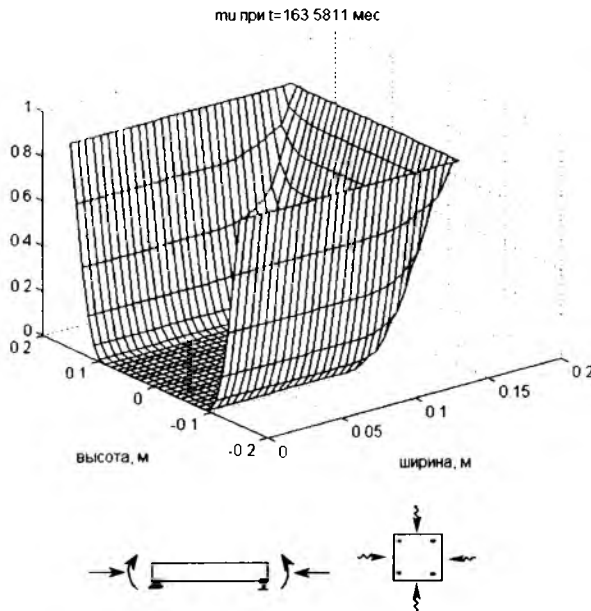


Рис. 2. Эпюра распределения параметра химического взаимодействия по половине сечения железобетонного элемента в момент времени  $t = 163$  мес

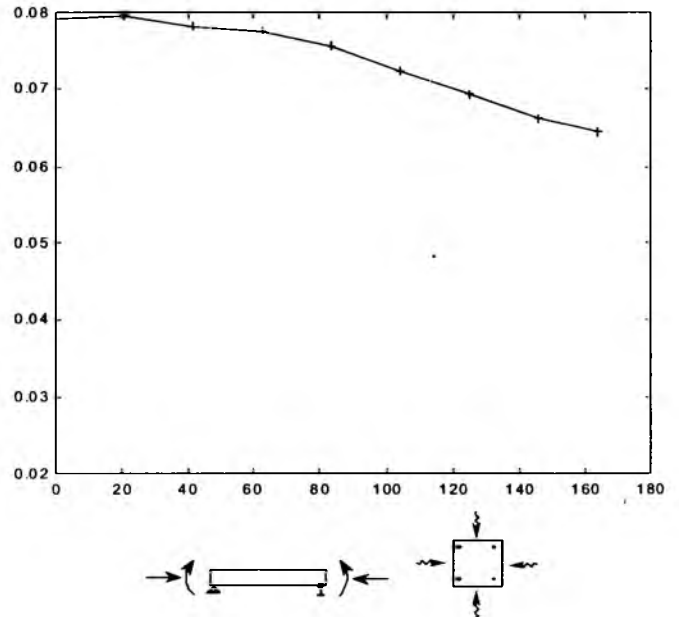


Рис. 4. Кинетика снижения предельной несущей способности элемента под воздействием агрессивной среды

параметров  $y_0$  и  $\phi$ , в силу чего поиск решения нелинейных уравнений деформирования с точностью  $10^{-10}$  занимает не более 12-15 итераций. Анализ многих известных моделей деформирования нелинейно-упругих материалов, например  $\sigma = \alpha \epsilon^\beta$ , позволяет говорить о том, что некоторые из них не могут быть рекомендованы при решении задач изгиба из-за отсутствия указанной гладкости.

Непрерывная задача расчета балки аппроксимируется на области решения сеточной функцией парамет-

ров деформирования, в равноотстоящих узлах которой определяются значения концентрации среды, параметра химического взаимодействия, механические характеристики материала, параметры напряженно-деформированного состояния. В каждый момент времени необходимо определять растянутую и сжатую зоны сечения в соответствии с изменяющимися параметрами механических характеристик материала и коррозионного износа арматуры. Поэтому используется подпрограмма, в которой в первую очередь находятся облас-

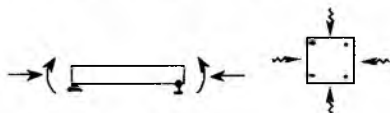
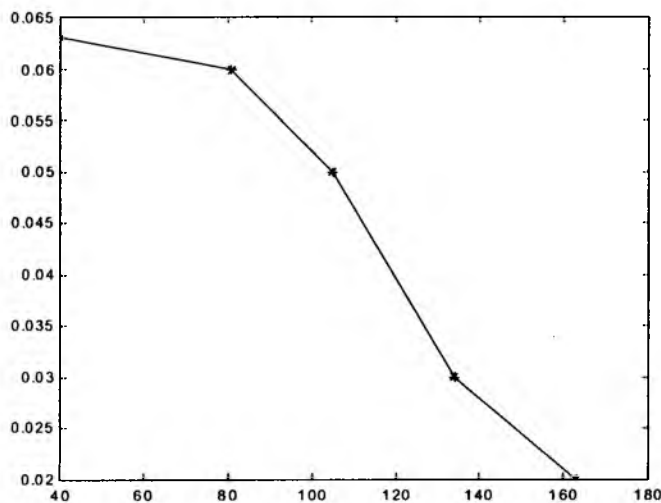


Рис. 5. Кривая долговечности сжато-изогнутого элемента железобетонного элемента

ти положительных и отрицательных деформаций на основе начальных значений  $\varepsilon_0$  и  $\phi$ . Данная подпрограмма используется для итерационного процесса нахождения значений  $\varepsilon_0$  и  $\phi$  с использованием метода Гаусса-Ньютона, которые удовлетворяли бы уравнениям равновесия (8) (подпрограмма определяет два числа: значения невязок уравнений равновесия для момента и продольной силы). Далее вычисляются значения концентрации агрессивной среды, остаточные площади арматуры в текущий момент времени. На следующем этапе расчета, с использованием коэффициентов для зон растяжения и сжатия из предыдущего этапа, находятся итоговые коэффициенты деформирования бетона в виде сеточных значений  $A(\mu)$ ,  $B(\mu)$ . Полученные таким образом значения параметров являются новыми входными данными для указанной подпрограммы, которая определяет корни системы нелинейных фун-

кций, т.е. вычисляет  $\varepsilon_0$  и  $\phi$  для сечения с уже измененными механическими характеристиками. Следующий этап расчета - это вычисление деформаций бетона и арматуры. Значения интегралов в (8) находятся численно с использованием метода трапеций, распространенного на двумерную область.

Для того чтобы программа могла пройти хотя бы одну успешную итерацию, начальные деформации не должны превышать предельно допустимого значения. Возможное задание чрезмерно большой нагрузки отслеживается программой, и выдается соответствующее сообщение. Найденные таким образом значения деформаций используются для определения нормальных напряжений в бетоне и арматуре для растянутой и сжатой зон. Расчет процесса деформирования во времени прекращается в момент наступления предельного состояния.

В соответствии с предложенной методикой разработана программа расчета на основе системы инженерных и научных расчетов MATLAB. С использованием этой программы произведен расчет сжато-изогнутого конструктивного элемента прямоугольного сечения размером  $b \cdot h = 300 \cdot 300$  мм при всестороннем воздействии агрессивной среды.

На рис. 1 приведена эпюра концентрации агрессивной среды, на рис. 2 - эпюра параметра химического взаимодействия, на рис. 3 - эпюра напряжений по бетонному сечению элемента в момент времени  $t = 163$  мес. На рис. 4 показана кинетика снижения предельной несущей способности под воздействием агрессивной среды, а на рис. 5 - кривая долговечности сжато-изогнутого элемента.

### Библиографический список

1. Овчинников И.Г., Инамов Р.Р., Гарибов Р.Б. Прочность и долговечность железобетонных элементов конструкций в условиях сульфатной агрессии. Саратов. Саратовский государственный университет, 2001, 163 с.
2. Овчинников И.Г., Инамов Р.Р. Моделирование влияния сульфатсодержащей среды на напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента // Современные проблемы строительного материаловедения: Материалы пятых академических чтений РААСН/Воронеж. гос. арх.-строит. акад. - Воронеж, 1999. - С. 319-323.

## БИБЛИОГРАФИЯ

### Новая книга о модификаторах бетона

Вышло в свет издание «Химические и минеральные добавки в бетон»\* под редакцией профессора А.В.Ушерова-Маршака, в которой изложены материалы, подготовлен-

ные специалистами Украины, России и Польши – участниками VII Международной научно-практической конференции «Дни современного бетона», ежегодно проводимой в г.Запорожье.

В книге рассмотрены вопросы совершенствования свойств бетона за счет введения различных хими-

ческих и минеральных добавок-модификаторов. Значительное место в ней уделено ускорителям твердения бетона роданидо-тиосульфатного типа, суперпластификаторам и комплексным модификаторам на органической основе. Приведены результаты исследований влияния модификаторов многоцелевого на-

\* Химические и минеральные добавки в бетон. Харьков, «Колорит», 2005, 249 с.

значения на прочностные, деформативные и эксплуатационные свойства бетонов при одновременной экономии труда, энергозатрат и цемента. Освещены вопросы технологии модифицированных бетонов, опыт применения модификаторов нового поколения на заводах ЖБИ и стройках.

В первом разделе «Добавки в бетон – диалектика прогресса» рассмотрены вопросы теории модифицирования цементных систем ПАВ, электролитами и комплексами многоцелевого назначения, перспективные направления дальнейшего развития работ в этой приоритетной области строительного материаловедения.

В разделе 2 «Химические добавки» изложены вопросы терминологии и классификации химических добавок-модификаторов разной природы и механизмов их действия, приведен анализ действующих нормативных документов в Украине, России, странах Евросоюза. В этом же разделе представлены схемы влияния различных типов модификаторов на особенности процессов гидратации цемента. Рассмотрен механизм действия ПАВ пластифицирующего действия, в том числе суперпластификаторов нового поколения, а также основные факторы, влияющие на эффективность применения модификаторов в бетоне.

В разделе 3 «Минеральные дисперсные добавки» приведены классификация и характеристики минеральных добавок, принятые в нормативных документах России и Украины, европейских стран и США, представлены схемы протекания пуццолановых реакций. Приведены сравнительные данные составов и свойств различных минеральных добавок в бетон: микрокремнезема, метакаолина, золы-уноса, гранулированного шлака и известняка, рассмотрено их влияние на комплекс физико-механических свойств и коррозионную стойкость бетонов.

4-й раздел «Комплексные добавки» посвящен влиянию модификаторов нового поколения на органико-минеральной основе на свойства бетонной смеси и бетонов. Установлена возможность получения на обычных компонентах высокопрочных (классы В45...В60) и сверхвысокопрочных (выше класса В60)

бетонов из бетонных смесей высокоподвижной и литой консистенции повышенной связности – нерасслаиваемости. Наряду с высокими физико-механическими характеристиками такие бетоны характеризуются низкой проницаемостью для воды и газов (W16...W20), повышенной коррозионной стойкостью при действии сульфатных сред, слабых кислот, а в сочетании с модификаторами структурообразующего действия — высокой морозостойкостью. Рассмотрен механизм действия модификаторов этого класса в цементных системах и рациональные области их применения в различных видах строительства.

В этом же разделе отмечается перспективность дисперсного армирования бетона полипропиленовыми и другими волокнами в сочетании с эффектом действия суперпластификаторов нового поколения поликарбоксилатного и акрилового типов.

Ускорители твердения и модификаторы противоморозного действия играют в современной технологии возведения монолитных, сборных и сборно-монолитных зданий и сооружений важную роль. Этой проблеме посвящены результаты исследований, изложенные в разделе 5 «Добавки системы «Релаксол». Здесь рассмотрены вопросы, связанные с эффективностью применения в технологии бетона роданидов и тиосульфатов щелочных и щелочно-земельных металлов, к числу которых относятся роданид и тиосульфаты натрия. Эти соли в последние десятилетия привлекают внимание специалистов разных стран как эффективные бесхлоридные ускорители твердения и модификаторы противоморозного действия. В этой связи заслуживают внимания комплексы на основе суперпластификатора С-3 и промышленных смесей солей тиосульфата и роданида натрия, обозначаемые как модификатор «Реламикс», пластифицирующе-ускоряющего действия. Показаны возможности получения высокоудобоукладываемых бетонных смесей при пониженной дозировке С-3 и обеспечения в дальнейшем интенсивного набора прочности бетона. Отмечено положительное влияние модификатора этого типа на морозостойкость, водонепроницаемость

бетона, а также эффективность его применения при тепловлажностной обработке с целью снижения температуры и продолжительности ТВО.

Рассмотрены физико-химические особенности процессов гидратации портландцементов с комплексными модификаторами системы «Реламикс» и «Релаксол». Отмечено, что одним из основных направлений их применения является производство цемента. На цементных заводах Украины модификаторы этой группы используются в качестве интенсификаторов помола. С применением добавки «Релаксол Супер» выпускается быстротвердеющий шлакопортландцемент. Оценены возможности модификаторов этого типа для изготовления некоторых видов специальных цементов и бетонов.

Многие из вопросов по данной проблеме освещены в периодике – в отдельных журнальных статьях и сборниках, но многое еще не вышло из стен НИИ и лабораторий и не опубликовано. Можно полагать, что приведенные в рецензируемой книге сведения будут полезны для дальнейшего творческого развития проблемы в целом.

Рассматриваемая книга, несомненно, с интересом будет воспринята научными и инженерно-техническими работниками научно-исследовательских, проектных и строительных организаций, а также преподавателями и студентами вузов.

*По вопросам приобретения книги можно обращаться по адресу: Украина, 69057, Запорожье, проспект Ленина, дом 158, офис 223, Синайко Н.П.;*

*тел. (факс): 380-612-24-66-21*

**В.Г. Батраков,**  
заслуженный деятель  
науки России,  
д-р техн. наук, проф.



# ТРИАДА-ХОЛДИНГ РЕКОМЕНДУЕТ! СИСТЕМНЫЕ МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ РЕМОНТА И ЗАЩИТЫ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

**Vandex**

Фирма "Vandex" - первый и наиболее известный в мире разработчик и производитель гидроизоляционных материалов проникающего действия

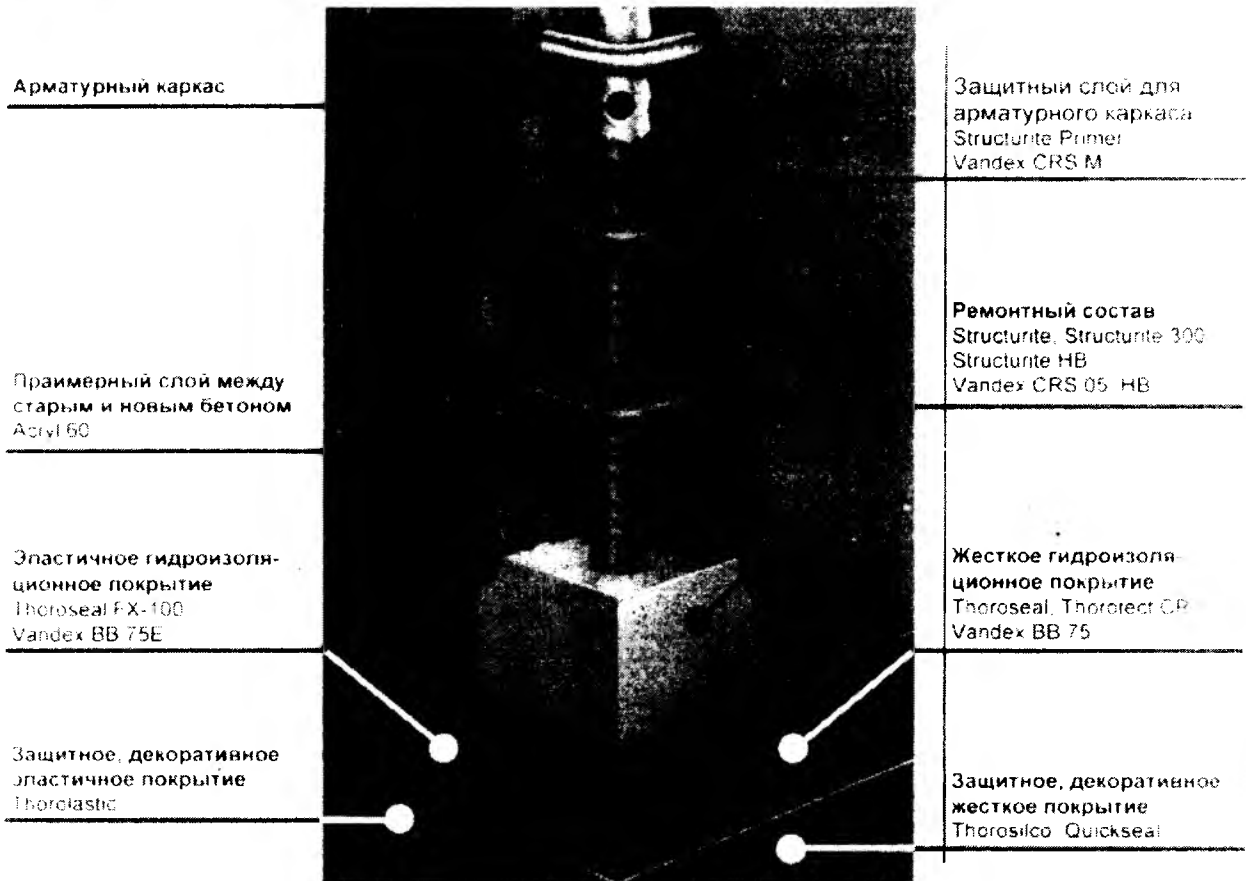


Специализированные гидроизоляционные составы "Thoro" производятся с 1912 г. Материал "ThoroSeal" во всем мире признан эталонным гидроизоляционным составом



Сфера применения

гидроизоляция, ремонт, восстановление, упрочнение бетона, защита от карбонизации, хлоридов и других агрессивных воздействий



Материалы обеспечивают

- высокую адгезию и паропроницаемость покрытий
- отличную работу при негативном давлении воды
- высшую степень надежности
- высокую морозостойкость
- удобство и простоту в работе

Специальные системы

- для вертикальных и потолочных поверхностей
- преднапряженных конструкций
- конструкций, находящихся в воде
- сооружений питьевого водоснабжения и канализации

Общий объем покрытий, выполненных материалами "Thoro" и "Vandex" только в России составляет миллионы квадратных метров!

С этими материалами Вы всегда уверены в результате!



**Триада - Холдинг**

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2  
Тел. (095) 234-16-10, 956-15-04, 956-18-52 Факс (095) 234-38-84  
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru

**Шилин А.А.** Освоение подземного пространства (за- рождение и развитие). М.: Издательство Московского го- сударственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

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

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

Впервые в отечественной практике выпущена книга по усилению железобетонных конструкций композиционными ма- териалами нового поколения. Рассмотрены основы проектиро- вания и технология усиления железобетонных конструкций со- временными композиционными материалами на основе угле- родных, арамидных и стекловолокон.

Изложены основные преимущества применения компози- ционных материалов для усиления железобетонных конструк- ций по сравнению с другими способами усиления. Даны базо- вые положения по проектированию усиления изгибаемых же-

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

Настоящая книга является единственным в данной обла- сти учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рас- сматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен си- стемный подход к гидроизоляции, основанный на решении за- дач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания сис- темы гидроизоляционной защиты сооружений при их строитель- стве и ремонте, приводятся методики расчета различных сис- тем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выпол-

и технологии строительства, а также эксплуатации сооруже- ний, общим подходам, выработанным производителями работ при освоении подземного пространства. Изложены общие кон- цепции возведения и использования сооружений, становления и развития их архитектурных форм. Даны различные архитек- турные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

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

лезобетонных конструкций по первой и второй группам пре- дельных состояний. Приведена технология усиления различ- ных железобетонных конструкций. Освещены вопросы каче- ства, требования к исходным материалам и условиям прове- дения работ, а также даны рекомендации по мониторингу уси- ливаемых конструкций.

Проанализирован зарубежный и отечественный опыт ра- боты по усилению элементов различных сооружений компози- ционными материалами, в том числе накопленный авторами. Даны примеры усиления различных железобетонных сооруже- ний.

Книга предназначена для специалистов в области проек- тирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных со- оружений.

нению гидроизоляционных работ подземных и заглубленных объектов строительного комплекса. Приведены многочислен- ные примеры производства работ в различных сооружениях. Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, по- зволяющими наглядно представить решение различных техно- логических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

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

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

**По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО «Триада-Холдинг»:  
123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2 .  
Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10; E-mail: trhold@comail.ru**

---

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

Подписано в печать 01.02.06. Формат 60x88<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0      Заказ № 111

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

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru);      <http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. 692-6205, 703-9762

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



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

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

### УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ



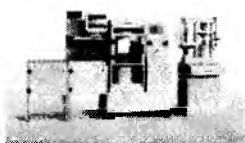
**MEGA 20-200-10 DM 1-S**

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

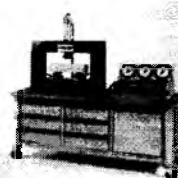


**ALPHA 3-3000 S**

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

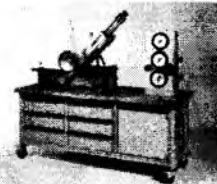


Комбинированная установка для испытания на сжатие/изгиб бетонных и цементных образцов



**UPB 86/200**

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



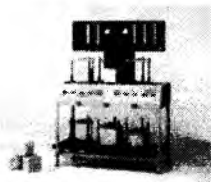
**UPB 93/160**

### ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН



Объем 8 л

### УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА



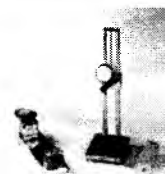
Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров 150 и 200 мм



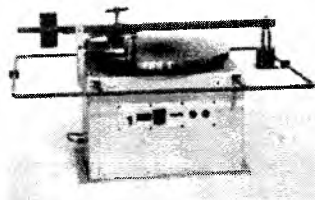
### УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ



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



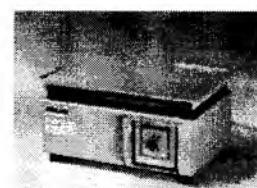
### ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ



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



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



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

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



Прибор Вика с иглой и пестиком  
D<sub>игла</sub> = 1,13 мм  
D<sub>пестик</sub> = 10 мм



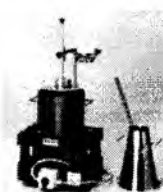
Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений



Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса



Стандартный конус D 100/200 мм, высотой 300 мм



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



**Триада-Холдинг**

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.  
Тел. (495) 234-16-10, 946-32-76, 946-33-82 Факс (495) 234-38-84  
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru



# СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО СКБ СТРОЙПРИБОР ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ  
на изготовление средств  
измерений №000110-ИР

Индекс 70050

## ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

### ИПС-МГ4.01 / ИПС-МГ4.03

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

### ПОС-2МГ4П

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

### ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

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

### ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

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

## ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

### ДО-40(60)МГ4

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

### ЗИН-МГ4

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

## ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

### ИТП-МГ4 "100/250"

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

### ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 пятиканальный с режимом самописца (до 15 суток). Диапазон измерения: плотности тепловых потоков ..... 5...999 Вт/м<sup>2</sup>, температуры ..... -30...+100°C

## ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

### ТГЦ-МГ4.01, ТЦЗ-МГ4.01

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

### Влагомер-МГ4

**МГ4Д** - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588  
**МГ4Б** - измеритель влажности бетона, кирпича (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 21718, 16588  
**МГ4Зонд** - измеритель влажности сыпучих материалов.  
**МГ4У** - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы. Диапазон измерения влажности ..... 1...60%

### ИПА-МГ4.01

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

### ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28049, 28574. Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН

### Анемометр ИСП-МГ4.01

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

### Вибротест - МГ4+

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

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

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

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