

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

- СЕМЧЕНКОВ А.С., ХАВКИН А.К., СОКОЛОВ Б.С.*  
Испытание натурального фрагмента каркаса "РАДИУСС"  
с применением круглопустотных плит ..... 2
- АКСЕНОВ В.Н., МАИЛЯН Д.Р.* Работа железобетонных  
колонн из высокопрочного бетона ..... 5

### БЕТОНЫ

- ДАВИДЮК А.Н., ДАВИДЮК А.А.* Прочностные свойства  
легких бетонов на стекловидных заполнителях  
для многослойных ограждающих конструкций ..... 9
- КОРОЛЕВ А.С., ХАКИМОВА Э.Ш.* Мелкозернистые бетоны с  
нанодобавками синтетического цеолита ..... 13

### АРМАТУРА

- МАДАТЯН С.А.* Холоднодеформированная арматура  
класса В500 ..... 15

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- БАЛАШОВ А.Ю.* Деформативность связевых устоев  
с учетом податливости сопряжений его элементов  
и основания ..... 22

### ТЕОРИЯ

- БОНДАРЕНКО В.М., ЯГУПОВ Б.А.* Жесткость и отпорность  
поврежденного коррозией железобетона, оцениваемые  
с учетом диссипации энергии ..... 24

### НАШИ ЮБИЛЯРЫ

- А.Ф. МИЛОВАНОВУ – 85 лет ..... 28
- К 75-летию С.А. МАДАТЯНА ..... 29

А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн.наук (НИИЖБ); А.К. ХАВКИН, канд.техн.наук (КиевНИИСК);  
Б.С. СОКОЛОВ, д-р техн.наук (Казанский ГАСУ)

## ИСПЫТАНИЕ НАТУРНОГО ФРАГМЕНТА КАРКАСА "РАДИУСС" С ПРИМЕНЕНИЕМ КРУГЛОПУСТОТНЫХ ПЛИТ

Фрагмент безбалочного сборно-монолитного каркаса, испытания которого проводились в 1992 г. на ЭКБ НИИСК в Киеве, был изготовлен по альбому рабочих чертежей "Системы сборно-монолитных каркасных конструкций для массового строительства общественных зданий (проект 14.03.02). Экспериментальный фрагмент безбалочной сборно-монолитной каркасной системы М.1990", разработанному в ЦНИИП РГ [1]. Для проверки прочности стыков торцов круглопустотных плит и монолитных ригелей предварительно были испытаны два натуральных образца, состоящих из одной плиты и двух крайних ригелей, которые показали надёжную работу сопряжений [2].

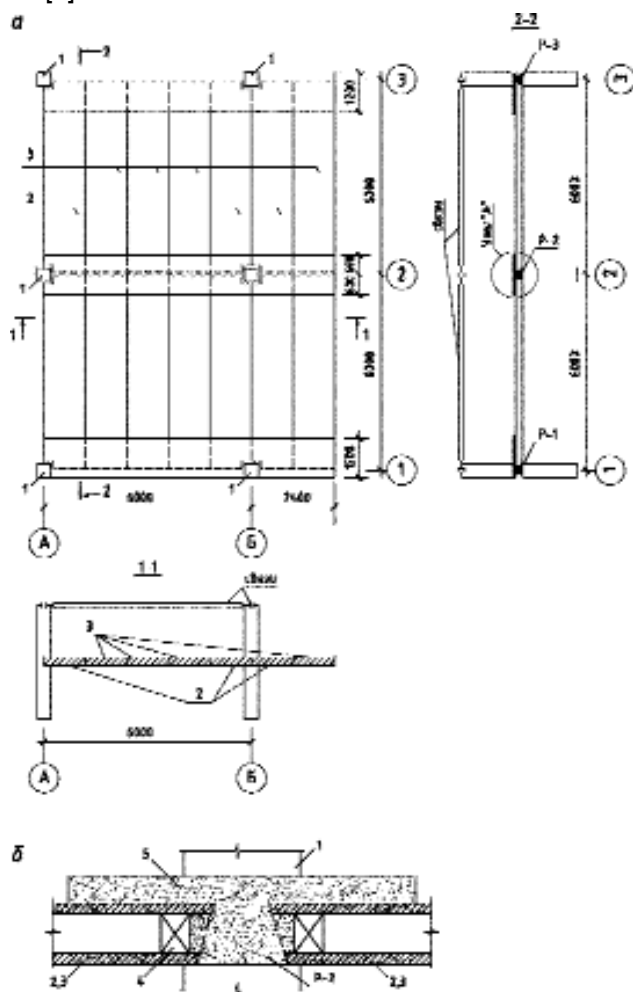


Рис. 1. Конструкция фрагмента каркаса

а - план; б - узел; 1 - колонны; 2 - плиты связевые; 3 - плиты рядовые; 4 - бетонные пробки; 5 - средний монолитный ригель

Фрагмент каркаса состоял из трех однопролётных рам с сеткой колонн 6x6 м и с консольным вылетом, равным 2,4 м (рис. 1). Колонны высотой 3,3 м соединялись поверху стальными затяжками и имели шарнирно-неподвижные опоры. Монолитные консольные ригели фрагмента были запроектированы под унифицированную расчётную нагрузку на перекрытии 8 кПа, а плиты – 16 кПа.

Сборные колонны сечением 400x400 мм и круглопустотные плиты шириной 1,2 м, высотой 22 см были изготовлены из тяжелого бетона прочностью, на момент испытания достигшей проектной (30 МПа). Колонны были армированы продольной арматурой - четыре диаметра 28 мм класса АIII и поперечной - диаметром 10 мм класса АI с шагом 300 мм. Круглопустотные плиты имели в торцах скосы 4x22 см (рис. 2) и армировались семью диаметрами 12 мм класса АтV с предварительным напряжением ( $\sigma_{sp} = 450$  МПа).

Опорные зоны армировались корытными сетками и каркасами в пяти ребрах, изготовленными из проволоки диаметром 4 мм класса Вр-1. Шаг продольных и поперечных стержней в сетках соответственно 75 и 250 мм, шаг поперечных стержней в каркасах – 250 мм. В скосах ребер установлены шпильки из арматуры класса АI диаметром 12 мм.

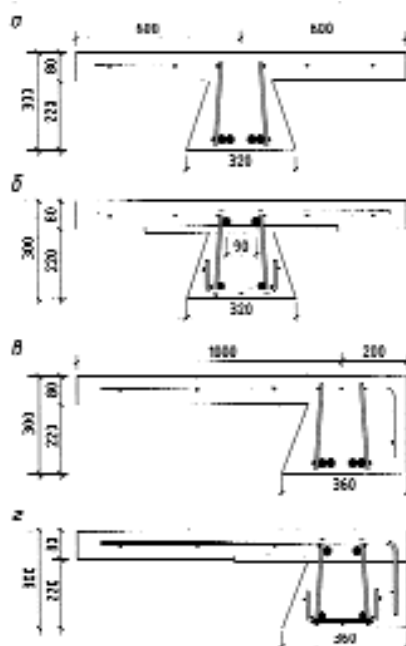


Рис. 2. Поперечные сечения ригелей в пролёте и на опорах

а, б - средний ригель Р-2; в, г - крайние ригели Р-1 и Р-3

Марка ригеля	Продольная арматура класса AIII					Поперечная арматура класса AIII	
	в пролёте		на опоре			в пролёте	на опоре
	верхняя	нижняя	верхняя		нижняя		
у консоли			без консоли				
P-2	2Ø10	2Ø10 + 2Ø25 + 2Ø25 (обрыв)	2Ø36	2Ø32	2Ø25	2Ø10 шаг 250 мм	2Ø10 шаг 100 мм
P-1				2Ø28		2Ø10 шаг 250 мм	2Ø10 шаг 250 мм Ø10 шаг 100 мм Ø8 шаг 100 мм
P-3				2Ø28		Ø10 + Ø14 шаг 250 мм	2Ø14 шаг 100 мм Ø10 шаг 100 мм Ø8 шаг 100 мм

Монолитный ригель с верхними полками выполняли из тяжелого бетона, прочность которого на момент испытания достигала 26,8...27,4 МПа. Продольная и поперечная арматура ригелей и верхних полок (рис. 2) была выполнена из стали класса AIII и Вр-1. Крайние ригели имели маркировку Р-1 и Р-3, а средний – Р-2. Фактические характеристики прочности арматуры класса AIII, определенной по результатам испытаний, составили: сопротивление текучести – от 412 МПа до 429 МПа, временное сопротивление – от 643,3 МПа, до 697,6 МПа.

Армирование ригелей Р-1, Р-2, Р-3 продольной и поперечной арматурой в пролете и на опорах приведено в таблице, схемы армирования показаны на рис. 2. Верхние полки ригелей армировались сварными сетками. По рабочему направлению полок (поперек ригеля) в пролете ригелей Р-1, Р-2, Р-3 установлена проволока диаметром 5 мм класса Вр-1, на опоры ригеля Р-2 – арматура диаметром 8 мм класса AIII, на опорах ригелей Р-1, Р-3 – арматура диаметром 10 мм класса AIII. В крайних ригелях на опорных участках длиной 1,5 м установлены дополнительные U-образные сетки, охватывающие продольные стержни ригеля поперечной арматурой AIII диаметром 8 мм с шагом 100 мм.

При монтаже фрагмента каркаса вначале устанавливали в проектное положение колонны, поверху которых приваривали связи-затяжки. Сборка перекрытия фрагмента осуществлялась с использованием временных монтажных опор, включавших элементы нижней опалубки монолитных ригелей, в следующем порядке (для среднего ригеля):

- монтировались плиты перекрытий в одном пролете;
- на опорные балки временных монтажных опор укладывались нижние опорные сетки и пролетные отдельные составные стержни;
- монтировались плиты перекрытий во втором пролете;
- устанавливались плоские вертикальные каркасы, к закладным деталям связевых плит (с вырезами) приваривали отдельные арматурные стержни;

- устанавливались в проектное положение на опорах отдельные стержни и закладные детали со стержнями;

- укладывались верхние сетки полок;

- производилось омоноличивание ригелей и его верхних полок.

Понизу ригелей имели место наплывы высотой 0,5...1,5 см из-под деревянных щитов и досок опалубки.

Испытания фрагмента перекрытия производились в 7 этапов на действие вертикальной нагрузки, создаваемой с помощью гидравлических домкратов, передающих нагрузку на перекрытие через систему стальных траверс и балок.

На 1-м этапе действие равномерно распределенной нагрузки на каждую плиту в пределах ячеек фрагмента (консольные участки не загружались) имитировалось восемью силами, приложенными в два ряда, по четыре силы каждый.

На 2-м этапе, помимо основной нагрузки 1-го этапа, по продольной оси среднего ригеля Р-2 (на расстоянии 1,55 м от оси его колонн) дополнительно прикладывалось еще по одной силе.

На 3-м этапе, по сравнению с 1-м этапом, отключались домкраты, создававшие нагрузку на 4 точки каждой плиты со стороны среднего ригеля Р-2. В результате нагрузка на крайний ригель в 1,5 раза превышала таковую на средний ригель.

На 4-м этапе равномерно распределенная нагрузка прикладывалась по схеме 1-го этапа, и дополнительно были подперты углы крайних связевых плит у среднего ригеля со стороны, где отсутствуют консоли.

На 5-м этапе в ячейке между средним ригелем Р-2 и крайним ригелем Р-3 имитировалось действие равномерно распределенной нагрузки (по 8 точек на плиту). Кроме того, по продольной оси крайнего ригеля Р-3 на расстоянии 1,55 м от оси колонн дополнительно прикладывалось еще по одной силе.

На 6-м этапе, помимо основной нагрузки 1-го этапа, на обе ячейки прикладывалась нагрузка на консольных участках фрагмента, действующая в четвертях пролета соответствующих плит.

На 7-м этапе нагрузка прикладывалась только на консольные участки фрагмента в четвертях пролета плит, а нагрузка в пределах ячеек отсутствовала.

На 1-м этапе испытаний при нагрузке, составляющей 0,32 от расчетной, имели место раскрытие трещины на стыке между средним ригелем и колонной А-2 на величину до 0,4 мм и образование продольных трещин по верху ригеля (рис. 3). При 0,64 от расчетной нагрузки зафиксировано образование трещин по другой опоре среднего ригеля (у колонны Б-2) и в середине пролета. При действии нормативной нагрузки сверху на стыке среднего ригеля и колонны А-2 трещина раскрылась на 4 мм, а снизу в середине пролета ригеля – на 0,15 мм, причем нижняя трещина раскрывалась на 0,3...0,6 мм и в плитах вдоль напрягаемой арматуры. Кроме того, при этой нагрузке на внешних гранях колонн в уровне ригелей были также зафиксированы трещины. При нагрузке, составляющей 1,54 от расчетной, ширина продольной трещины по верху ригеля Р-2 достигала 2,5 мм, а ширина нижней трещины в нормальном сечении ригеля на расстоянии 220 см от оси колонн А-2 превысила 2 мм. Хотя по контакту с ригелем Р-2 трещины у колонн А-2 и Б-2 раскрылись соответственно на величину 1,5 и 1 см, состояние отказа среднего ригеля не было достигнуто. На рис. 4 приведены графики максимальных прогибов в пролете ригелей.

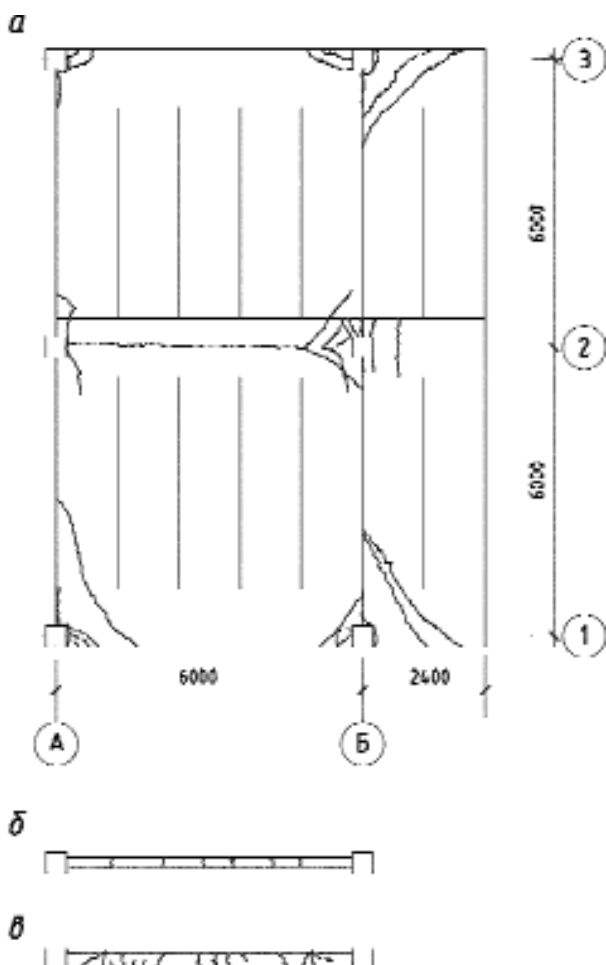


Рис. 3. Трещинообразование во фрагменте в перекрытии сверху (а), в ригелях Р-2 (б) и Р-1 (в) снизу

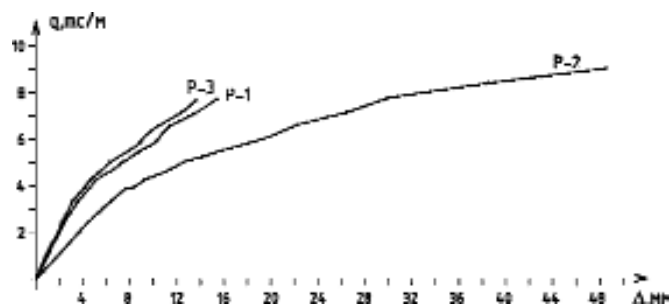


Рис. 4. Максимальные прогибы в пролёте ригелей

На 2-м этапе испытаний максимальная достигнутая нагрузка превышала расчётную в 1,66 раза. При этом имело место скалывание бетона у колонны А-2 по углам связевых плит в точках приложения сил.

На 3-м этапе испытания были прекращены при нагрузке, превышающей расчётную в 1,96 раза для крайних ригелей, вследствие недостаточной несущей способности тяжёлой металлооснастки. При этом ширина раскрытия трещин на боковой поверхности приопорных участков крайних ригелей на расстоянии 1,0 м от осей колонн не превышала 0,4...0,5 мм.

На 4-м этапе при нагрузке, составляющей 2,387 от расчётной (для крайних ригелей), произошло разрушение опорной зоны связевых плит у среднего ригеля в ячейке в осях 2-3-А-Б.

На 5-м этапе испытания были прекращены при нагрузке, превышающей 2,87 от расчётной, для крайних ригелей.

На 6-м этапе при нагрузке, составляющей 0,963 от расчётной, имело место исчерпание несущей способности средней консоли в результате сильного раскрытия (до 1,0 см) трещин в монолитном слое по оси колонны Б-2 и по грани колонны Б-2 и консоли, а также наклонных трещин, переходящих на опорные участки плит (см. рис. 3).

На 7-м этапе при нагрузке, составляющей 1,01 от расчётной, произошло исчерпание несущей способности крайних консолей в результате значительного раскрытия трещин в монолитном слое по оси колонн и по контакту колонн и консолей. Кроме того, зафиксировано наличие дополнительных наклонных трещин с шириной раскрытия до 4 мм, идущих из крайних консолей в плиты к точкам приложения нагрузки.

Несущую способность по изгибающему моменту в ригелях определяли методом предельного равновесия. Коэффициенты запаса вычисляли по отношению к внешнему моменту от расчётной нагрузки и по отношению к несущей способности конструкции при расчётных значениях прочности стали и бетона.

На этапе 1 для ригеля Р-2 опытный и теоретический коэффициенты запаса оказались равными и относительно расчётной нагрузки составили 1,54; по отношению к расчётной несущей способности – 1,27; сходимости опытных и теоретических коэффициентов – 1. На этапе 2 для ригеля Р-2 соответствующие значения составили 1,66; 1,37; 1.

На этапе 3 для ригеля Р-3 опытный и теоретический коэффициенты запаса относительно расчётной

нагрузки составили соответственно 2,83 и 2,39; по отношению к расчетной несущей способности – 1,46 и 1,232; сходимость – 1,186.

На этапах 6, 7 для консоли ригеля Р-2 опытный и теоретический коэффициенты запаса относительно расчетной нагрузки составили соответственно 1,01 и 1,112; по отношению к расчетной несущей способности – 1,015 и 1,12; сходимость – 0,907.

На всех этапах испытаний на опорах и в пролетах ригелей и их консолей ширина раскрытия нормальных трещин превышала 1,5 мм, что свидетельствует о наличии текучести продольной рабочей арматуры. При этом опытные коэффициенты запаса для ригелей превысили 1,54, что больше требуемого по ГОСТ 8829-85 коэффициента 1,25. В то же время раскрытие при нормативной нагрузке трещины вверху по контакту среднего ригеля Р-2 и колонны А-2 на ширину 4 мм свидетельствует о продергивании верхней рабочей арматуры, имевшего место вследствие некачественного омоноличивания приопорного участка ригеля. Аналогичный характер трещинообразования наблюдался у опоры консоли среднего ригеля Р-2, что также говорит о продергивании верхней арматуры у опоры консоли.

Значения опытных коэффициентов запаса относительно расчетной несущей способности ригелей составляют 1,27...1,46, что также больше коэффици-

ента 1,25. Сходимость опытных и теоретических значений коэффициентов запаса несущей способности ригелей колеблется от 1,0 до 1,19, что вполне удовлетворительно. Прочность консольных участков перекрытия каркасов оказалась недостаточной.

### Выводы

Результаты эксперимента и расчетов свидетельствуют, что прочность ригелей фрагмента обеспечена. В испытаниях сборные и монолитные элементы перекрытия работали надежно, как единая конструкция.

В то же время эксперимент показал необходимость установки арматуры в верхнем монолитном слое у колонн над связевыми плитами, где она отсутствует, а также необходимость изменения конструкции узла ригель-колонна для обеспечения надежного заанкеривания верхней опорной арматуры в монолитном бетоне, особенно со стороны консольных участков ригелей.

### Библиографический список

1. Семченков А.С. Обоснование регионально-адаптируемой индустриальной универсальной строительной системы "РАДИУСС" // Бетон и железобетон. - 2008. - № 4. - С. 2-6.
2. Семченков А.С., Демидов А.Р., Соколов Б.С. Испытание фрагментов плита-ригель сборно-монолитного перекрытия каркаса "РАДИУСС" // Бетон и железобетон. - 2008. - № 5. - С. 2-4.

*В.Н. АКСЕНОВ, инж., Д.Р. МАИЛЯН, д-р техн. наук, проф. (РГСУ)*

## РАБОТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА

Как материал высокопрочный бетон в нашей стране изучается достаточно давно. Однако работа конструкций, изготовленных из таких бетонов, исследована недостаточно.

В Ростовском государственном строительном университете было проведено экспериментальное исследование работы железобетонных колонн из высокопрочного бетона. Для приготовления бетонной смеси в качестве крупного заполнителя был использован гранитный щебень Челябинского месторождения с крупностью зерен от 5 до 20 мм, в качестве мелкого – кварцевый песок с модулем крупности свыше 2,5 (п. Мостовской Краснодарского края). Бетон готовили на обычном портландцементе М500 производства ОАО "Осколцемент". Регулирование реологических свойств и снижение потребности воды достигалось введением в смесь суперпластификатора Melment F10 (Германия) в количестве 0,8% от массы вяжущего.

Средние показатели бетона: кубиковая прочность в возрасте более 100 сут – 105,7 МПа; призмная прочность  $R_{пр}^{exp}=94,6$  МПа; модуль упругости  $E_b=46900$  МПа; плотность 2,492 т/м<sup>3</sup>. Полученный бетон соответствует классу по прочности на сжатие

от В89 до В137. Усредненное значение коэффициента призмной прочности составило 0,895. Среднее значение коэффициента поперечной деформации равно  $\nu_b=0,2$ .

С целью определения влияния различных факторов на прочностные и деформационные характеристики железобетонных колонн из высокопрочного бетона был реализован трехфакторный двухуровневый эксперимент. В качестве варьируемых факторов принята гибкость колонн, эксцентриситет приложения внешней нагрузки и предварительное напряжение арматуры. Каждый фактор имел два уровня, программа эксперимента показана в табл. 1.

Армированы все образцы четырьмя продольными стержнями высокопрочной арматуры класса А 800 (А-V) диаметром 12 мм. Следует отметить, что повышение процента армирования слабо влияет на несущую способность стоек гибкостью  $\lambda_{г1}=20$  и выше. Поэтому диаметр и процент армирования продольной арматурой опытных железобетонных колонн подбирался минимально необходимым для создания требуемого уровня обжатия бетона.

Испытания колонн проводились по традиционной методике в вертикальном положении. Нагрузка прик-

Таблица 1

№ п/п	Шифр образца	$\sigma_{sp}$ , МПа	$l_0$ , мм	$e_0$ , мм	b x h, мм	Армирование
1	К-2	0	960	0	250 x 120	4 $\varnothing$ 12 A-V $\mu_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot 100\% = 1,5\%$
2	К-1	0	960	24		
3	К-3	0	2400	0		
4	К-4	0	2400	24		
5	К-9	740	960	0		
6	К-8	740	960	24		
7	К-5	740	2400	0		
8	К-6	740	2400	24		
9	К-7	500	1680	12		

Таблица 2

Шифр образца	$\sigma_{sp}$ , МПа	$l_0$ , мм	$e_0$ , мм	Кубиковая прочность бетона, $R_{exp_b}$ , МПа	Призменная прочность бетона, МПа	$E_b$ , ГПа	Уровень обжатия $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$	Несущая способность, N, кН	Относительная несущая способность, $\frac{N}{R_{exp_b} b h_0}$	Прогиб, f, мм	$f/l_0 \cdot 10^3$
К-2	0	960	0	97,4	87,0	45,7	–	2720	1330,4	1,2	1,25
К-1	0	960	24	139,7	125,1	45,3	–	2060	700,7	4,0	4,17
К-3	0	2400	0	91,7	82,1	46,0	–	2000	1036,6	15,4	6,42
К-4	0	2400	24	100,3	89,0	52,7	–	950	454,2	25,0	10,42
К-9	740	960	0	90,8	80,2	44,3	0,093	2400	1273,4	0,5	0,52
К-8	740	960	24	117,1	104,1	43,6	0,078	1920	780,3	3,0	3,125
К-5	740	2400	0	98,7	88,4	45,6	0,089	2100	1010,9	16,8	7,0
К-6	740	2400	24	114,9	104,5	50,2	0,08	1200	488,6	24,4	10,17
К-7	500	1680	12	100,6	90,0	49,3	0,051	2100	869,8	9,7	5,77

ладывалась ступенями в 5...10 % от разрушающей и передавалась на образцы через ножевые опоры, что обеспечивало шарнирное опирание образцов в плоскости их изгиба и позволяло изменять величину эксцентриситета путем смещения колонны относительно оси прессы. Колонны испытывались до разрушения. Измерение деформаций осуществлялось в начале и конце каждой ступени при помощи индикаторов часового типа и тензодатчиков. Прогибы фиксировались прогибомерами конструкции Аистова.

Проведенные испытания стоек на центральное и внецентренное сжатие позволили проанализировать характер разрушения и степень зависимости несущей способности образцов от их гибкости, эксцентриситета приложения внешней нагрузки, а также наличия или отсутствия предварительно напряженной арматуры в сечении. Кроме того, используя результаты ранее проведенных исследований, были определены основные различия в работе стоек из высокопрочного бетона и бетонов средней прочности.

Характер разрушения опытных колонн из высокопрочного бетона зависел от варьируемых факторов. Так, разрушение бетонных призм и кубов, а также железобетонных образцов, работающих в услови-

ях, близких к центральному сжатию, происходило внезапно, без каких-либо признаков, предшествующих разрушению. Опытные колонны с незначительным перепадом деформаций по сечению также разрушались взрывоподобно. При испытании гибких образцов ( $\lambda_H=20$ ) можно было наблюдать заметные невооруженным глазом трещины на растянутой грани и резкий рост прогибов при практически постоянной нагрузке, близкой к разрушающей. Данные о несущей способности и прогибах опытных колонн приведены в табл. 2.

Результаты физического эксперимента были дополнены вычислительным экспериментом, выполненным при помощи разработанного авторами программного комплекса "Колонна 2008". Примененный алгоритм расчета показал высокую степень сходимости вычисленной несущей способности с экспериментальными данными. Был выполнен ряд расчетов сжатых железобетонных стоек со значением призменной прочности  $R_{exp_b}=85$  МПа, 110 МПа и прочими равными параметрами. Это позволило исключить влияние различной призменной прочности бетона на сравнительный анализ результатов.

Проанализируем влияние основных факторов на несущую способность опытных железобетонных колонн. Предварительное напряжение арматуры оказывает заметное влияние на их несущую способность.

На рис.1 приведены графики зависимости отношения несущей способности предварительно напряженных стоек с  $\sigma_{sp}=740$  МПа к ненапрягаемым от относительного эксцентриситета внешней силы для бетонов с призменной прочностью  $R^{exp}_b=85$  МПа.

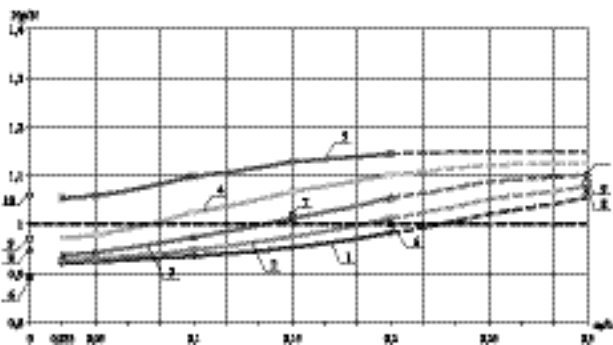


Рис. 1. Зависимость отношения несущей способности предварительно напряженных стоек с  $\sigma_{sp}=740$  МПа к ненапрягаемым от относительного эксцентриситета внешней силы для бетонов с  $R^{exp}_b=85$  МПа при гибкостях  $\lambda_h=8$  (1); 11 (2); 14 (3); 17 (4); 20 (5). Точки, не принадлежащие кривым, получены по опытным данным для бетона класса В30 при гибкостях  $\lambda_h=10$  (6); 15 (7); 20 (8); 25 (9); 40 (10)

Для гибких стоек ( $\lambda_h=20$ ) предварительное растяжение арматуры эффективно даже при центральном сжатии. При  $\sigma_{sp}=740$  МПа повышение несущей способности составляет около 5 %. С увеличением эксцентриситета внешней нагрузки до  $e_0/h=0,2$  повышение несущей способности достигает 14,5 %.

При гибкости  $\lambda_h=17$  область эффективного применения предварительного растяжения арматуры в колоннах начинается при значениях относительного эксцентриситета  $e_0/h$  не менее 0,1; при гибкости  $\lambda_h=14$  — при  $e_0/h \geq 0,15$ ; при гибкости  $\lambda_h=11$  — при  $e_0/h \geq 0,2$ , а при  $\lambda_h=8$  — только при  $e_0/h \geq 0,25$ .

Введение предварительно растянутой арматуры в колонны уменьшает разброс несущих способностей стоек разных гибкостей: при  $R^{exp}_b=85$  МПа и  $e_0/h=0,033$  — на 50 %, по сравнению с колоннами без предварительного напряжения.

Увеличение эксцентриситета внешней нагрузки в любом случае снижает несущую способность колонн. Для коротких стоек с  $\lambda_h=8$  без предварительного напряжения арматуры при  $R^{exp}_b=85$  МПа снижение несущей способности при увеличении относительного эксцентриситета от  $e_0/h=0,033$  до  $e_0/h=0,2$  составляет 43 %. При  $R^{exp}_b=110$  МПа и прочих равных условиях — 44 %. Для стоек с гибкостью  $\lambda_h=17$  аналогичные

величины составляют 55 % при  $R^{exp}_b=85$  МПа и 59 % при  $R^{exp}_b=110$  МПа.

При наличии предварительно напрягаемой арматуры с  $\sigma_{sp}=740$  МПа снижение прочности вследствие увеличения относительного эксцентриситета от  $e_0/h=0,033$  до  $e_0/h=0,2$  у колонн с  $\lambda_h=8$  при  $R^{exp}_b=85$  МПа достигает 39 %, а при  $R^{exp}_b=110$  МПа — 40 %. Для гибких стоек с  $\lambda_h=17$  и  $R^{exp}_b=85$  МПа увеличение эксцентриситета приводит к снижению несущей способности на 49 %, а при  $R^{exp}_b=110$  МПа — на 53 %.

Увеличение гибкости от  $\lambda_h=8$  до  $\lambda_h=20$  при  $R^{exp}_b=85$  МПа приводит к снижению несущей способности центрально сжатых ненапрягаемых образцов на 24 %, при  $e_0/h=0,1$  — на 36 %, а при  $e_0/h=0,2$  — на 40 %. В случае армирования колонн предварительно растянутой арматурой с  $\sigma_{sp}=740$  МПа аналогичные величины составляют 13 % при  $e_0/h=0,033$ ; 24 % при  $e_0/h=0,1$ ; 30 % при  $e_0/h=0,2$ . При  $R^{exp}_b=110$  МПа увеличение гибкости от  $\lambda_h=8$  до  $\lambda_h=20$  приводит к снижению несущей способности колонн с предварительно растянутой арматурой с  $\sigma_{sp}=740$  МПа на 22 % при  $e_0/h=0,033$ ; на 33 % при  $e_0/h=0,1$ ; на 40 % при  $e_0/h=0,2$ .

Сопоставление работы стоек из высокопрочного бетона и бетонов средней прочности показало, что снижение прочности, обусловленное повышением эксцентриситета, в колоннах из высокопрочных бетонов происходит быстрее, чем в образцах из бетонов средней прочности. У опытных образцов из высокопрочного бетона наблюдается заметно более слабая степень зависимости несущей способности колонн от их гибкости. Снижение несущей способности у них в 2..2,5 раза меньше, чем у колонн, изготовленных из бетонов средней прочности.

Измерение деформаций крайнего сжатого волокна бетона при испытании колонн и сравнение полученных результатов с деформациями бетона в призмах показали, что предельная сжимаемость бетона во внецентренно сжатых элементах зависит от напряженно-деформированного состояния сечения, в частности, от эксцентриситета приложения внешней силы, гибкости стоек и предварительного напряжения арматуры.

Опустив ряд преобразований, приведем полученное уравнение регрессии, описывающее зависимость предельных относительных деформаций бетона сжатой зоны железобетонных стоек от варьируемых факторов

$$\hat{\epsilon}_{b,ult} = 288,7 - 0,0517 \cdot \sigma_{sp} + 4,23 \cdot \lambda_h + 243,75 \cdot \delta_e.$$

Здесь  $\sigma_{sp}$  — величина предварительного напряжения арматуры в МПа;  $\lambda_h = l_0/h$  — гибкость стоек;  $\delta_e = e_0/h$  — относительный эксцентриситет внешней силы.

При увеличении гибкости внецентренно сжатых железобетонных элементов значение предельных относительных деформаций сжатия бетона  $\varepsilon_{b,ult}$  повышается. Увеличение эксцентриситета внешней силы также приводит к росту  $\varepsilon_{b,ult}$ . Такие результаты закономерны, так как оба отмеченных фактора повышают деформативность элемента. Использование предварительно растянутой арматуры во внецентренно сжатых элементах снижает их деформативность, что приводит к уменьшению значения  $\varepsilon_{b,ult}$ .

Независимо от гибкости элемента как в обычных, так и в преднапряженных стойках прогибы центрально сжатых образцов меньше, чем прогибы образцов, сжатых внецентренно (рис. 2, 3). Так, при нагрузке 90 % от разрушающей в коротких стойках без предварительного напряжения прогиб центрально сжатой стойки в 3,8 раз меньше, чем у стойки, сжатой внецентренно, а прогиб центрально сжатой предварительно напряженной стойки в 6,05 раза меньше прогиба стойки, сжатой внецентренно. В гибких стойках наблюдается та же тенденция. При уровне нагрузки  $N/N_{ult}=0,9$  в стойках без преднапряжения прогиб при центральном сжатии в 1,63 раза меньше, чем при внецентренном, а в стойках предварительно напряженных прогиб при центральном сжатии в 2,14 раза меньше, чем при внецентренном. Полученные результаты свидетельствуют о разной степени влияния эксцентриситета в зависимости от гибкости и предварительного напряжения арматуры.

Предварительное растяжение арматуры как в коротких, так и в гибких стойках ведет к снижению прогиба по сравнению с аналогичным образцом без предварительного напряжения арматуры. Если по рис. 3 оценивать деформативность колонн при одинаковых ступенях нагрузки ( $N=400$  кН,  $N=600$  кН и т.д.), деформации образцов с предварительно напряженной арматурой оказываются меньше, чем у ненапряженных. При одних и тех же деформациях предварительно напряженные колонны выдерживают нагрузку до 40 % большую, чем ненапрягаемые при том же эксцентриситете. Таким образом, увеличение жесткости колонн гибкостью  $\lambda_h=20$  с предварительно растянутой арматурой происходит одновременно с повышением несущей способности.

При сжатии со случайным эксцентриситетом стоек без предварительно напряженной арматуры увеличение гибкости от  $\lambda_h=8$  до  $\lambda_h=20$  приводит к росту прогибов в 12,8 раз (см. табл. 2). При наличии в колонне предварительно напряженной арматуры разница увеличивается еще больше и достигает 33,6 раз. В случае сжатия с относительным эксцентриситетом  $\delta_e=0,2$  ненапрягаемых образцов прогибы возрастают в 6,25 раз при увеличении гибкости от  $\lambda_h=8$  до  $\lambda_h=20$ . Для предварительно напряженных образцов такое же увеличение гибкости приводит к росту прогибов более чем в 8 раз.

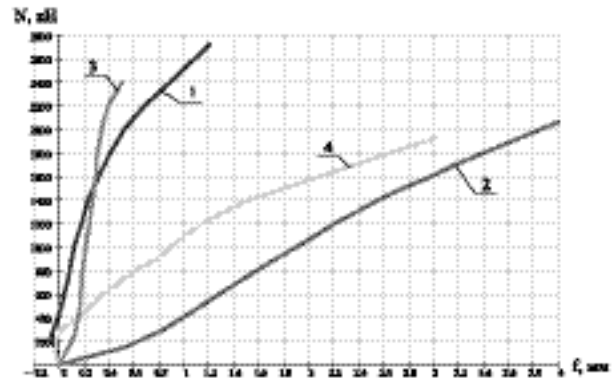


Рис. 2. Зависимость "N - f" для колонн с гибкостью  $\lambda_h=8$

1 - K-2 ( $\sigma_{sp}=0, \delta_e=0$ ); 2 - K-1 ( $\sigma_{sp}=0, \delta_e=0,2$ ); 3 - K-9 ( $\sigma_{sp}=740$  МПа,  $\delta_e=0$ ); 4 - K-8 ( $\sigma_{sp}=740$  МПа,  $\delta_e=0,2$ )

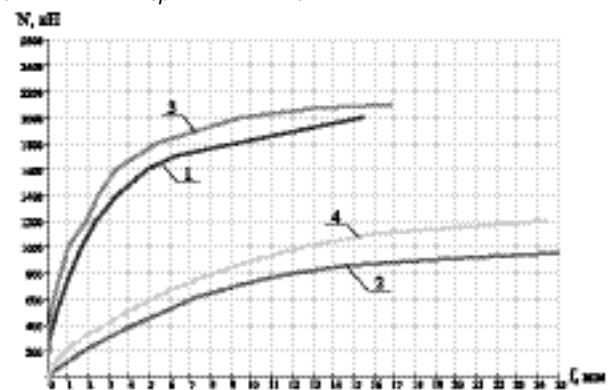


Рис. 3. Зависимость "N - f" для колонн с гибкостью  $\lambda_h=20$

1 - K-3 ( $\sigma_{sp}=0, \delta_e=0$ ); 2 - K-4 ( $\sigma_{sp}=0, \delta_e=0,2$ ); 3 - K-5 ( $\sigma_{sp}=740$  МПа,  $\delta_e=0$ ); 4 - K-6 ( $\sigma_{sp}=740$  МПа,  $\delta_e=0,2$ )

Для колонн без предварительного напряжения арматуры при сжатии со случайным эксцентриситетом величина относительного прогиба с увеличением гибкости от  $\lambda_h=8$  до  $\lambda_h=20$  увеличивается в 5,1 раза, при сжатии с относительным эксцентриситетом  $\delta_e=0,2$  – в 2,5 раза. Для колонн с предварительно напряженной арматурой увеличение гибкости от  $\lambda_h=8$  до  $\lambda_h=20$  приводит к увеличению относительного прогиба в 13,5 раз при сжатии со случайным эксцентриситетом и в 3,3 раза – при внецентренном сжатии с  $\delta_e=0,2$ .

С увеличением гибкости конструкций относительный уровень трещинообразования снижается с 0,97 (при  $\lambda_h=8$ ) до 0,684 (при  $\lambda_h=20$ ). Это связано с тем, что в железобетонных колоннах исследуемой гибкости ( $\lambda_h=8...20$ ) снижение несущей способности происходит менее интенсивно, чем трещинообразующих усилий.

Во внецентренно сжатых колоннах с гибкостью  $\lambda_h=20$  предварительное напряжение арматуры повысило порог трещинообразования на 9,6 %. Во всех стойках отмечено увеличение высоты сжатой зоны при использовании предварительно растянутой арматуры. Влияние предварительного напряжения на трещиностойкость внецентренно сжатых стоек из высокопрочного бетона не столь значительно, как для бетонов средней прочности.



А.Н. ДАВИДЮК, канд. техн. наук (ОАО КТБ ЖБ), А.А. ДАВИДЮК, инж. (РУДН)

**ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ЛЕГКИХ БЕТОНОВ НА СТЕКЛОВИДНЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ ДЛЯ МНОГОСЛОЙНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ**

Как известно, легкие бетоны для стеновых конструкций на традиционных обжиговых заполнителях, таких как керамзит, шунгизит и другие, зачастую не удовлетворяют современным требованиям норм по тепловой защите зданий, а разработанные сравнительно недавно заполнители с аморфизированной структурой - стеклогрануляты (СГ), такие как вспученный туфоаргилитовый гравий (ВТГ), пеностеклогрануляты из отходов перлитового сырья (ПСГ), вспученный витрозитовый гравий (ВВГ) и другие, открывают большие возможности для получения легких бетонов с повышенными теплозащитными свойствами.

Технология производства перечисленных заполнителей имеет свои особенности для каждого вида, но, в общем, суть ее заключается в расплавлении исходного минерального сырья, вспучивании расплава и быстром охлаждении его в течение 30-60 мин. Сырье – самое разнообразное: туфоаргиллиты, витрозиты, витрофиры, отходы перлитового производства. Структура СГ представляет собой систему, состоящую из ячеек преимущественно округлой формы. Поры разделены тонкими перегородками, состоящими из более мелких замкнутых пор. Большое содержание стеклофазы и равномерное распределение мелких пор правильной формы обеспечивает СГ повышенную прочность и пониженную теплопроводность как самих заполнителей, так и бетонов на их основе.

Для оценки влияния различных факторов на предел прочности при сжатии легких бетонов на стекловидных заполнителях использованы составы, в которых варьировались: концентрация крупного заполнителя, вид мелкого заполнителя, содержание цемента, водопотребность бетонной смеси, содержание тонкомолотых наполнителей (зола-унос, молотый ПСГ и др.), количество воздухововлекающей добавки.

Как известно, зависимость предела прочности тяжелого бетона от величины В/Ц практически не применима для легких бетонов на пористых заполнителях, что наглядно подтверждает рис. 1, представляющий зависимость предела прочности при сжатии от величины В/Ц для бетона на ПСГ с различными песками.

Анализ предела прочности легких бетонов целесообразно проводить, используя в качестве основной известные в физике твердого тела зависимости "предел прочности при сжатии – общая пористость". Общие для всех капиллярно-пористых тел формулы имеют вид:

$$\begin{aligned} \text{Бальшина } R &= R_0(1 - P)^X; \\ \text{Рышкевича } R &= R_0 \exp(-kP); \\ \text{Шиллера } R &= R_0 \left(1 - \left(\frac{P}{b}\right)^Y\right), \end{aligned} \tag{1}$$

где  $R, R_0$  - соответственно предел прочности бетона с пористостью  $P$  и с "нулевой" пористостью;  $X, Y, k$  - коэффициенты.

Несмотря на различие зависимостей, все они дают практически одинаковый результат (рис. 2).

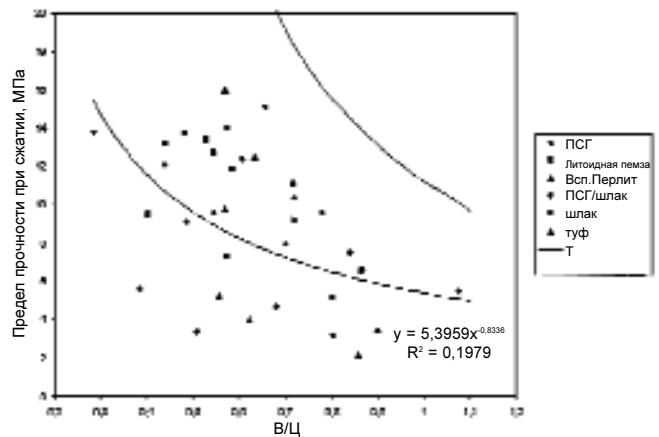


Рис. 1 Зависимость предела прочности бетона на ПСГ от величины В/Ц

ПСГ, литоидная пемза, вспученный перлит, ПСГ/шлак, туф - виды песков; T - по формуле Беляева  $R = aR_{Ц} \left(\frac{B}{C}\right)^{-1.5}$  для тяжелого бетона на цементе М 400

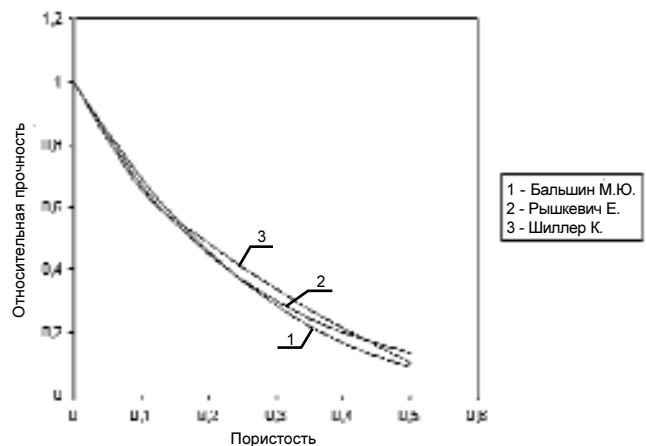


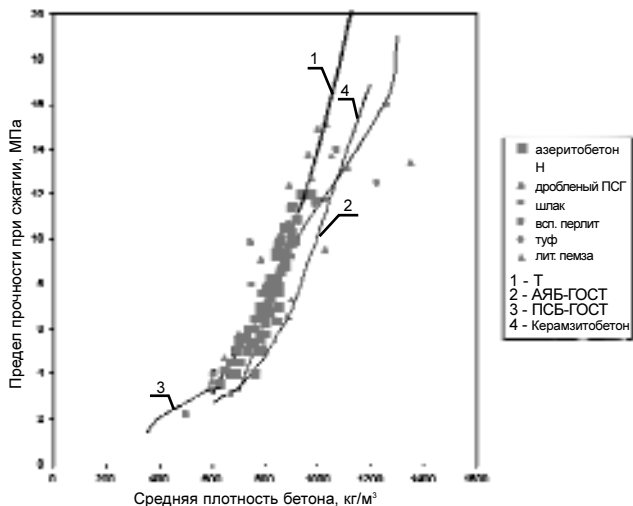
Рис. 2 Зависимость "прочность - пористость"

На рис. 3 представлена зависимость предела прочности азеритобетона от средней плотности в

сравнении с бетонами на некоторых пористых заполнителях (керамзитобетон, туфобетон, перлитобетон и др.). Эта зависимость описывается формулой

$$R = f(P) = 250 \left( \frac{\rho}{2670} \right)^{2,938}, \quad (2)$$

где  $\rho$  - средняя плотность бетона, кг/м<sup>3</sup>.



**Рис. 3** Зависимость предела прочности азеритобетона при сжатии от типа песка и средней плотности бетона

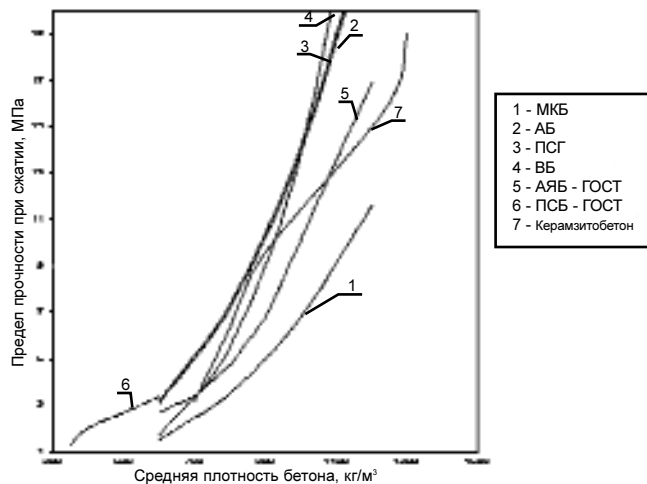
АЯБ - автоклавный ячеистый бетон по ГОСТ 25485 - 89 (2003); ПСБ - полистиролбетон по ГОСТ Р 51263 - 99; керамзитобетон - по данным В.Г. Довжика [1]; Т - по формуле  $R=f(P)=250\left(\frac{\rho}{2670}\right)^{2,938}$

При значении статистического показателя  $R^2=0,865$  (показатель концентрации распределения вблизи линии регрессии) это свидетельствует о достаточно хорошей сходимости, в отличие от зависимости "предел прочности – В/Ц". Следует отметить, что рис. 1 и 3 построены на основе одних и тех же экспериментальных данных. Таким образом, подтверждена возможность получения азеритобетонов с пределом прочности 3,1-13,9 МПа (В 2,5-В 10) при средней плотности 600-1000 кг/м<sup>3</sup>.

Аналогичные зависимости предела прочности при сжатии бетонов на стекловидных заполнителях получены для бетонов на витрозитовом гравии и пеностеклогрануляте (см. таблицу).

Бетон	Предел прочности при сжатии	R <sup>2</sup>
Азеритобетон	$R = f(P) = 250 \left( \frac{\rho}{2670} \right)^{2,938}$	0,865
Витрозитобетон	$R = f(P) = 783 \left( \frac{\rho}{2670} \right)^{4,1}$	0,683
Бетон на ПСГ	$R = f(P) = 250 \left( \frac{\rho}{2670} \right)^{2,92}$	0,922

На рис. 4 представлены среднестатистические зависимости "прочность – плотность" для исследованных бетонов в сравнении с некоторыми широко применяемыми в строительной практике легкими бетонами.



**Рис. 4** Среднестатистические зависимости предела прочности при сжатии от средней плотности для различных бетонов

МКБ - керамзитобетон, модифицированный вторичным поливинилхлоридом; АБ - азеритобетон; ПСГ - бетон на пеностеклогрануляте; ВБ - витрозитобетон; АЯБ - автоклавный ячеистый бетон; ПСБ - полистиролбетон; керамзитобетон

Анализ приведенных данных позволяет сделать следующие выводы:

- среднестатистическая зависимость "прочность - плотность (пористость)" является практически идентичной для азеритобетона и бетона на пеностеклогрануляте. Эти бетоны характеризуются наилучшими показателями и превосходят, в частности, керамзитобетон, особенно в области низких (до 700) и более высоких (свыше 1000) значений средней плотности. Это объясняется более высокой прочностью стекловидного пористого заполнителя, которая более эффективно проявляется при низкопрочной матрице в области низких значений плотности и в области более высокой прочности матрицы (при высоких значениях плотности), где более низкая прочность заполнителя не позволяет получить высокую прочность бетона. Эта закономерность впервые была показана в [2];

- витрозитобетон в области низких значений плотности (до 800) несколько отстает по прочности от аналогов, но при повышении плотности более 900 достигает значений прочности, характерных для азеритобетона и бетона на пеностеклогрануляте, превосходя по этому показателю и керамзитобетон, и ячеистые бетоны. Такая закономерность обусловлена пониженным сцеплением цементного камня с заполнителем;

- наиболее целесообразными областями применения заполнителей можно считать: азерит и пеностеклогранулят – для производства легких бетонов классов В 2,5-В 10 при средней плотности 600-1000 кг/м<sup>3</sup>; витрозитовый гравий – для производ-

ства легких бетонов плотностью 700-1000 кг/м<sup>3</sup> классов В 2,5-В 10. Кроме того, все указанные заполнители эффективны для получения бетонов более высоких классов при повышенной плотности.

Предел прочности легких бетонов на стекловидных заполнителях подчиняется известным в бетоноведении общим закономерностям. В частности, как следует из рис. 5, предел прочности при сжатии достаточно однозначно определяется расходом цемента.

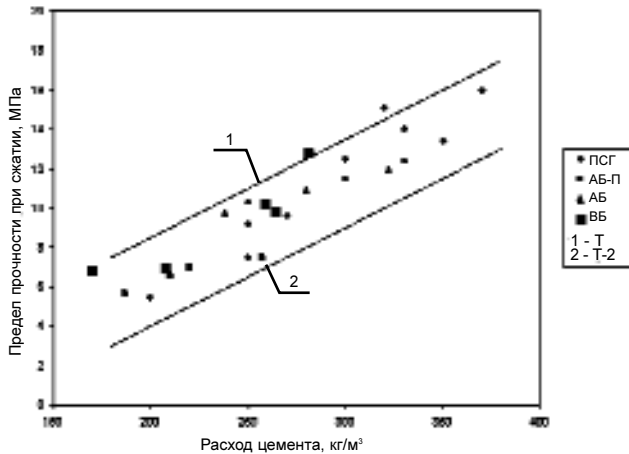


Рис. 5 Зависимость предела прочности при сжатии от расхода цемента

ПСГ, АБ-П, АБ, ВБ - соответственно бетон на пеностеклогрануляте, азеритобетон на перлитовом песке, азеритобетон, витрозитобетон; Т, Т-2 - по формуле 0,05(Ц-а), где а = 30 (Т) и 120 (Т-2)

На рис. 6 представлена кинетика прочности бетонов на стекловидных заполнителях.

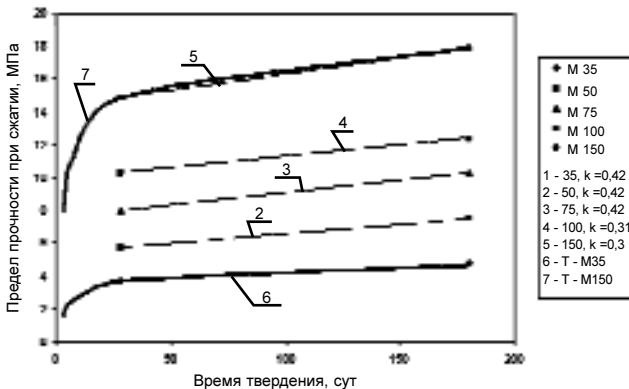


Рис. 6 Кинетика прочности бетонов на ПСГ

Т - по формуле  $R_t = R_{28} \exp(k - (\sqrt{\frac{28}{t}}))$  при значениях k, приведенных на рисунке

Как следует из представленных на рис. 6 данных, рост прочности легких бетонов после проектного возраста хорошо описывается известной зависимостью. Прирост прочности к 180 сут составляет 20-30% (большее значение характерно для бетонов меньшей прочности), что достаточно хорошо согласуется с известными данными [3]. Таким образом, поведение легких бетонов на стекловидных заполнителях, с точки зрения нарастания прочности в постпроектный

период, принципиально не отличается от традиционных бетонов.

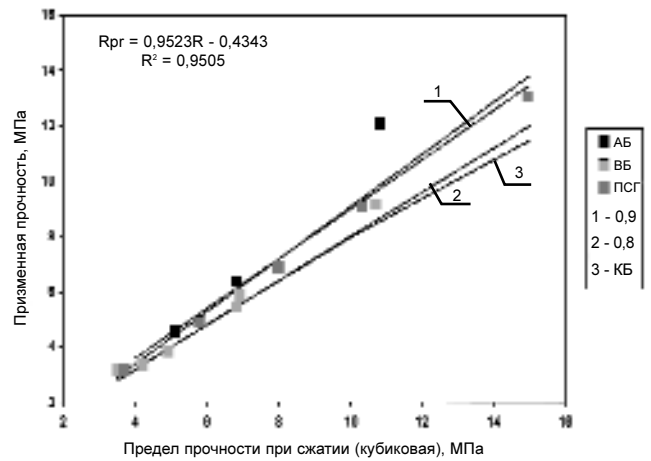


Рис. 7 Зависимость предела призмной прочности легких бетонов на стекловидных заполнителях от кубиковой

АБ - азеритобетон; ВБ - витрозитобетон; ПСГ - бетон на пеностеклогрануляте; КБ - керамзитобетон, соответственно  $R_{pr} = 0,9 (0,8) R$

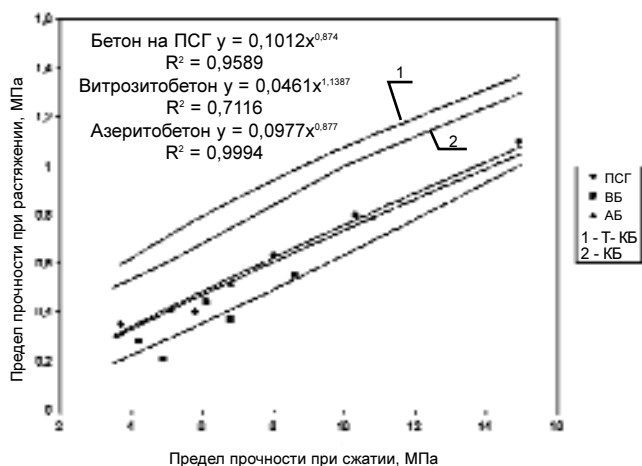
Представленные на рис. 7 данные свидетельствуют о том, что предел призмной прочности легких бетонов на стекловидных заполнителях составляет не меньшую (примерно 0,9 кубиковой прочности) часть от кубиковой, чем у керамзитобетона. Таким образом, при проектировании конструкций из легких бетонов на стекловидных заполнителях в принципе можно использовать нормативную базу для назначения нормативных и расчетных сопротивлений бетона  $R_{bn}$ ,  $R_b$ , принятую для керамзитобетона.

На рис. 8 представлена зависимость предела прочности на осевое растяжение бетонов на стекловидных заполнителях от предела прочности при сжатии. Характер этой зависимости аналогичен известной зависимости для легких бетонов на пористых заполнителях [4,5]

$$R_t = 0,27R^{0,6} \tag{6}$$

различие только в численных значениях. Для азеритобетона и бетона на пеностеклогрануляте зависимости практически идентичны. Витрозитобетон, в сравнении с указанными бетонами, характеризуется пониженной прочностью на растяжение от 35% при прочности на сжатие 15 МПа до 5% при прочности на сжатие 4 МПа. В сравнении с керамзитобетоном, азеритобетон и бетон на ПСГ обладают пониженной на 25-50% прочностью на растяжение. С уменьшением предела прочности при сжатии это различие возрастает. Снижение предела прочности на осевое растяжение обусловлено особенностью поверхности стекловидных заполнителей, имеющих более правильную гладкую поверхность, в сравнении с керамзитовым гравием.

Прямые испытания по определению величины сцепления азеритового гравия с цементным камнем показали повышение этого показателя с увеличени-



**Рис. 8** Зависимость предела прочности на осевое растяжение от предела прочности при сжатии

ПСГ - бетон на пеностеклогрануляте; ВБ - витрозитобетон; АБ - азеритобетон; Т - КБ - по формуле  $R_t = R_c^{0,6}$ ; КБ - керамзитобетон

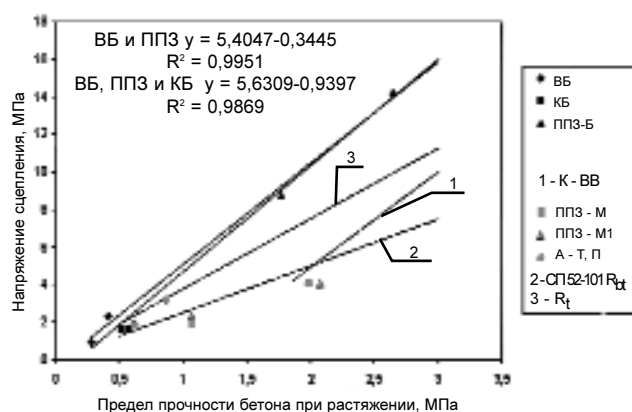
ем стеклофазы в азерите. Значения величины сцепления цементного камня с азеритовым гравием составили от 0,6 до 1,04 МПа, или 0,13-0,23 предела прочности цементного камня на растяжение. Согласно [6,7], сцепление цементного камня с различными минеральными подложками составляет от 0,1 до 0,9 предела прочности цементного камня на растяжение. Исходя из этих данных, предположение о пониженном сцеплении стекловидных заполнителей с цементным камнем можно считать подтвержденным.

Пониженное значение предела прочности на растяжение легких бетонов на пористых заполнителях необходимо учитывать при проектировании конструкций. Отметим, что это является практически единственным недостатком легких бетонов на стекловидных заполнителях, в сравнении с бетонами на традиционных обжиговых пористых заполнителях.

На рис. 9 представлена зависимость сцепления арматуры с различными легкими бетонами. Из нее следует, что бетоны на стекловидных заполнителях, во-первых, подчиняются общей для всех бетонов зависимости величины сцепления от предела прочности при растяжении, и во-вторых, они не уступают по этому показателю бетонам на традиционных пористых заполнителях.

## Выводы

1. Предел прочности легких бетонов на пористых заполнителях с достаточной для практических целей точностью целесообразно описывать функцией от плотности (пористости) вида  $R = ap^x$ . Бетоны на стекловидных заполнителях подчиняются общим для бетонов на пористых заполнителях закономерностям. В частности, установлены зависимости предела прочности от расхода цемента, кинетики прочности и др. При равной средней плотности предел прочности при сжатии бетонов на стекловидных заполнителях может превышать прочность керамзито-



**Рис. 9** Зависимость напряжения сцепления от предела прочности бетона при растяжении

ВБ - витрозитобетон; КБ - керамзитобетон [5]; ППЗ - легкий бетон на природных пористых заполнителях (для бетонов с величиной  $R = 23-45$  МПа); К - ВВ - по данным [8] для керамзитобетона с пределом прочности при сжатии 25-55 МПа; ППЗ-М; ППЗ-М1 - легкий бетон на природных пористых заполнителях по данным [9]; А - Т, П - туфобетон и пеллобетон по данным [10]; СП 52 - 101  $R_{bt}$  - по СП для бетонов классов В 10-В 60  $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot R_{bt}$ ;  $R_t = 1,5 R_{bond}$

бетона более чем на 20%, особенно при средней плотности менее 700 и более 1000 кг/м<sup>3</sup>.

2. Соотношение предела призмочной и кубической прочности практически соответствует известной для керамзитобетона зависимости, в связи с чем при проектировании конструкций из бетонов на стекловидных заполнителях может быть использована нормативная база расчетных сопротивлений для керамзитобетона.

3. Бетоны на стекловидных заполнителях вследствие пониженного сцепления цементного камня с поверхностью заполнителя характеризуется пониженными до 50%, в сравнении с керамзитобетоном, значениями, что следует учитывать при проектировании конструкций. Сцепление арматуры с бетоном на стекловидных пористых заполнителях определяется общей для легких бетонов зависимостью от прочности при растяжении.

## Библиографический список

1. Искусственные пористые заполнители и легкие бетоны на их основе: Справ. пособие /С.Г. Васильков, С.П. Онацкий, М.П. Элинзон и др. / Под. ред. Ю.П. Горлова. - М.: Стройиздат, 1987. - 304 с.
2. Ваганов А.И. Керамзитобетон. - Л.: Стройиздат, 1954. - 69 с.
3. Деллос К.П. Легкие бетоны в мостах. - М.: Транспорт, 1986. - 184 с.
4. Несветаев Г.В. Закономерности деформирования и прогнозирование стойкости бетонов при силовых и температурных воздействиях: Автореф. дисс. ... д.т.н. - Ростов-на-Дону: РГУ, 1998. - 48с.
5. Чиненков Ю.В., Корнев Н.А., Шаймухамбетов К.Ш. Особенности работы изгибаемых элементов из керамзитоперлитобетона //Бетон и железобетон. - 1983. - № 10. - С. 10 - 12
6. Гордон С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях. - М.: Стройиздат, 1969. - 149 с.
7. Ярлушкина С.Х. Формирование контактной зоны цементного камня с заполнителями при твердении бетонов в различных температурных условиях//Физико-химические исследования бетонов и их составляющих. - М.: НИИЖБ, 1975. - вып. 17. - С. 88 - 99.

8. Вальц К., Вишерс Г. Конструктивный высокопрочный легкий бетон. - М.: Стройиздат, 1969. - 79 с.
9. Маилян Р.Л., Ахматов М.А. Железобетон на пористых каменных отходах. - М.: Стройиздат, 1987. - 208 с.

10. Ахматов М.А. Эффективность применения легких бетонов и железобетонных конструкций на заполнителях из каменных отходов и рыхлых пористых пород вулканического происхождения: Автореф. дисс. ... д.т.н. - Ростов-на-Дону: РГСУ, 1999. - 59 с.

*А.С. КОРОЛЕВ, канд. техн. наук, Э.Ш. ХАКИМОВА, инж. (Южно-Уральский государственный ун-т)*

## МЕЛКОЗЕРНИСТЫЕ БЕТОНЫ С НАНОДОБАВКАМИ СИНТЕТИЧЕСКОГО ЦЕОЛИТА

Основными задачами современного материаловедения являются разработка способов направленного формирования высокодолговечной структуры композитных материалов, получение продукта с заданными эксплуатационными свойствами при максимальной простоте технологии производства и экономии дорогостоящих сырьевых ресурсов. Одним из наиболее распространенных способов модифицирования структуры цементных композитов является введение высокоактивных микродобавок на основе активных аморфизированных оксидов, входящих в состав микрокремнезема, микроглинозема, метакрилатов и др. [1].

По прогнозам ученых, нанотехнологии в XXI веке станут одними из наиболее перспективных при производстве материалов. Исследования свойств материалов с наночастицами и наноструктурами, развитие теоретических представлений, разработка конкретных технологий получения новых материалов - это приоритетные направления нанотехнологии [2].

В основном в качестве минеральных нанодобавок в современной материаловедческой науке применяются золи и гели различного происхождения. Перспективным является изучение золь-гелей на основе цеолитов, содержащих щелочные оксиды в сочетании с оксидами алюминия и кремния.

Под определением "нанодобавка" понимаются частицы размером менее 1 мк, т.е. в пределах 1...10 нм, что соответствует коллоидной степени дисперсности. Подобные частицы могут быть минеральными и представлять собой молекулярные агрегаты, состоящие из цепочек в 10...20 молекул, или органическими, представляя собой углеводородную цепочку с невысокой молекулярной массой, т.е. мономер.

При обычных условиях минеральные ультрадисперсные частицы склонны к агрегации и самопроизвольному увеличению размера вследствие высокой поверхностной энергии. Аналогией данного процесса является конденсация силикатных паров при возгонке кремния при температуре более 2000°C. Первоначально диспергированный до молекул силикатный дым при обычных условиях конденсируется до агрегатов размером 5 и более мк, т.е. до микроагрегатов. Диспергировать данную систему до наночастиц возможно только при создании соответствующей дисперсионной среды, которой

являются различные жидкости, а в основном - вода. На этом основан "золь-гель" метод получения наноструктур [2].

Таким образом, в качестве минеральных нанодобавок следует рассматривать продукты молекулярной конденсации, способные самодиспергироваться в водной среде. К таким системам могут относиться гели различного происхождения - силикатные, глиноземистые, цеолитные.

Формирование высокодолговечной структуры и улучшение свойств мелкозернистых бетонов возможны при изменении характеристик цементного камня, поэтому было проведено исследование влияния нанодобавки на свойства цементного камня.

Рассмотрим модифицирующее действие неорганических мономеров на примере цеолитного геля. Цеолиты - кристаллические водные алюмосиликаты щелочных или щелочноземельных металлов, соответствующие формуле  $MeO \cdot Al_2O_3 \cdot nSiO_2 \cdot H_2O$  (где Me - ион металла) [3]. Содержание в цеолитах активных оксидов натрия, алюминия и кремния обеспечивает им высокую гидравлическую активность и адсорбционную способность.

Для получения цеолитного геля синтетический цеолит активировался мокрым помолом в вибромельнице совместно со стабилизатором и после выдержки до полного гелеобразования переводился в коллоидное состояние. Для оценки влияния на гидратационные процессы полученный коллоидный нанопродукт вводился в состав цементного теста в дозировках 0...0,35% массы цемента при  $V/C=0,3$ .

Для определения прочности цементного камня изготавливались образцы размером 2x2x2 см. Их испытывали в 1-е, 7-е сутки твердения и в марочном возрасте. Образцы хранили в ванне с питьевой водой. По истечении срока хранения их вынимали из воды и не позднее чем через 30 мин подвергали испытанию. Для определения предела прочности при сжатии использовали пресс с предельной нагрузкой до 500 кН, удовлетворяющий техническим требованиям ГОСТ 28840 и обеспечивающий нагружение образца в режиме чистого сжатия. На рис. 1 представлены зависимости прочности цементного камня при сжатии в ранние и марочные сроки твердения от количества цеолитного геля.

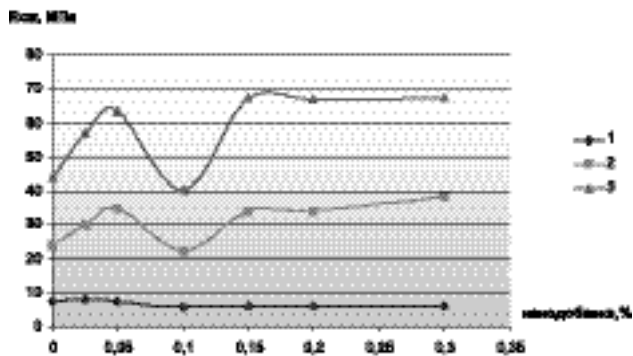


Рис. 1. Зависимость прочности при сжатии цементного камня от количества вводимой нанодобавки при твердении в возрасте

1 - 1 сут; 2 - 7 сут; 3 - 28 сут

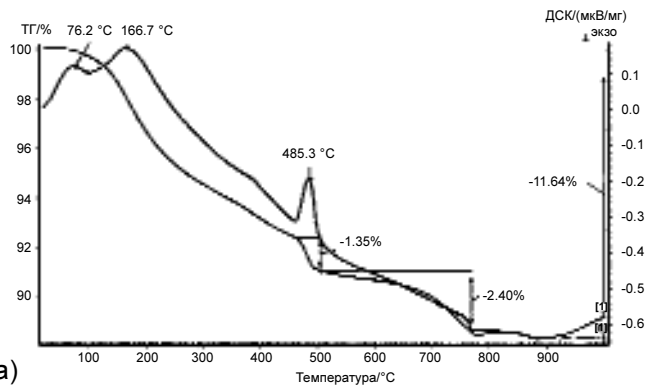
Анализируя результаты по оценке прочности цементного камня, можно сделать выводы, что эффективная дозировка цеолитного геля находится в пределах 0,05...0,1%; введение неорганического мономера в оптимальных пределах ускоряет набор прочности в начальные сроки твердения (7,5...8,0%), и к марочному возрасту можно наблюдать 50%-ный рост прочности цементного камня.

При столь малых дозировках цеолитного геля механизм модифицирования не может быть объяснен его химическим взаимодействием с составляющими цементного камня (свободным гидроксидом кальция). Необходимо учитывать поверхностные явления, возникающие при введении нанодобавки.

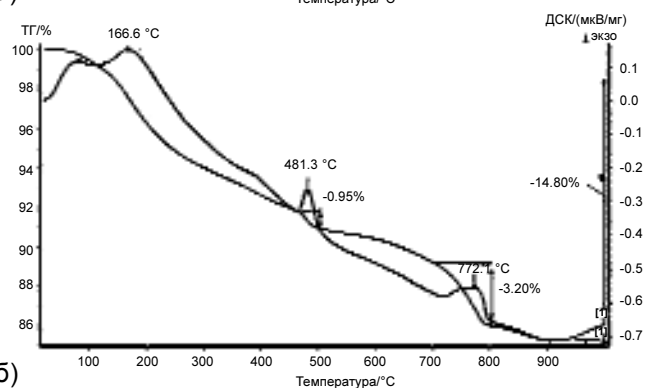
Дериватографические исследования показали, что при введении нанодобавки понижается содержание свободной кристаллической извести с 4,2 до 2,95%. Увеличивается количество химически связанной воды, что характеризует более высокую степень гидратации цементного камня с нанодобавкой. В температурном интервале 700...800°C процент удаленной воды выше, происходит образование закристиаллизованных гидросиликатов кальция, что свидетельствует о повышении степени полимеризации гидросиликатов кальция. Эти факторы в совокупности способствуют образованию прочной кристаллической структуры цементного камня с В/Ц = 0,45 (рис. 2).

Та же тенденция прослеживается при введении нанодобавки в мелкозернистые бетоны (рис. 3 - 7). Повышение конечной прочности при сжатии составляет от 20 до 40%, прочности при изгибе – от 10 до 20%, водонепроницаемости – от 50 до 150%.

Прочностные характеристики мелкозернистых бетонов и показатель водонепроницаемости определяли с помощью стандартных методов испытаний, указанных в ГОСТ 10180-90 "Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам" и ГОСТ 12730.5-84 "Бетоны. Методы определения водонепроницаемости" соответствен-



а)



б)

Рис. 2. Дериватограммы цементного камня в 28-суточном возрасте

а - 0% нанодобавки; б - 0,1% нанодобавки

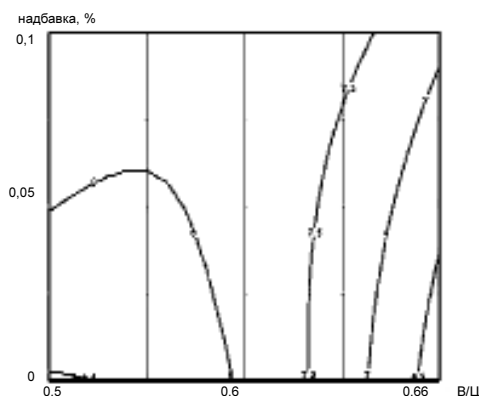


Рис. 3. Зависимость прочности при сжатии мелкозернистого бетона от изменения В/Ц и количества вводимой нанодобавки в возрасте 3 сут

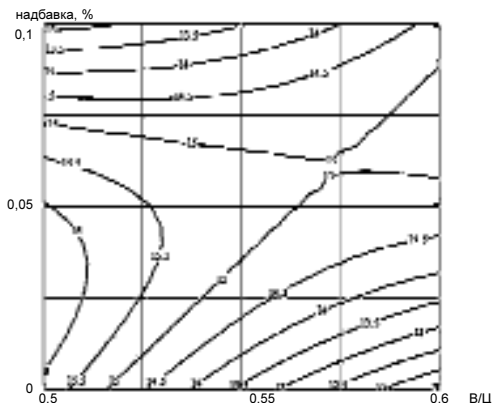


Рис. 4. Зависимость прочности при сжатии мелкозернистого бетона от изменения В/Ц и количества вводимой нанодобавки в возрасте 28 сут

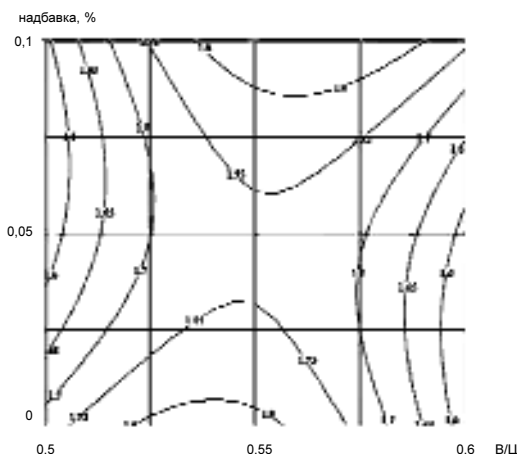


Рис. 5. Зависимость прочности при изгибе мелкозернистого бетона от изменения В/Ц и количества вводимой нанодобавки в возрасте 3 сут

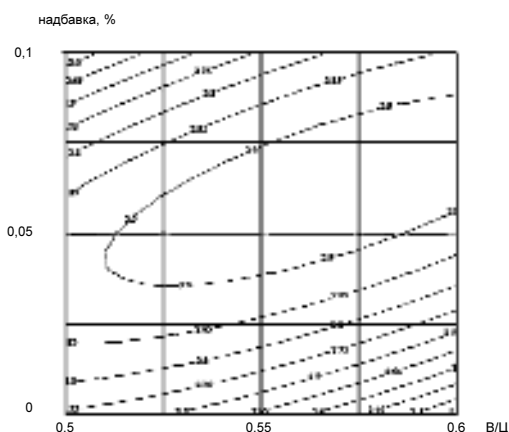


Рис. 6. Зависимость прочности при изгибе мелкозернистого бетона от изменения В/Ц и количества вводимой нанодобавки в возрасте 28 сут

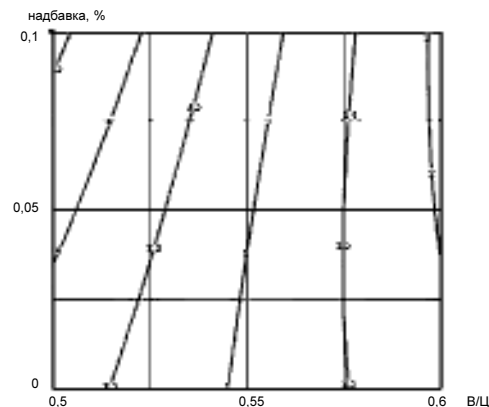


Рис. 7. Зависимость водонепроницаемости мелкозернистого бетона от изменения В/Ц и количества вводимой нанодобавки

Данные электронной микроскопии демонстрируют монолитность структуры цементного камня с нанодобавкой, что является свидетельством повышения его прочности и непроницаемости. При этом наблюдается эффект полимеризации структуры цементного камня.

Разработанная нанодобавка (полимеризатор силикатов) позволяет решать ряд актуальных задач технологии мелкозернистых бетонов:

- обеспечить повышение прочности бетонов до 40 %;
- увеличить сохраняемость монолитных бетонных смесей во времени до 2...3 раз;
- снизить расход цемента на 5...10%.

#### Библиографический список

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. -2-е изд., перераб. и доп. - М.,1998 - 768 с.
2. Минько Н.И. Методы получения и свойства нанообъектов: монография/ Н.И. Минько, В.М. Нарцев. - Белгород//БГТУ им. В.Г. Шухова,2005. - 105с.
3. Жданов С.П. Синтетические цеолиты. М.: Химия, 1981. - 264 с.

## АРМАТУРА

С.А. МАДАТЯН, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

### ХОЛОДНОДЕФОРМИРОВАННАЯ АРМАТУРА КЛАССА В500\*

Современные технологии позволяют получать в промышленном масштабе стальные и неметаллические материалы для армирования железобетона с самыми различными прочностными показателями и обладающие различной пластичностью [1]. В нашей стране с 1961 г. основным видом арматуры периодического профиля диаметром 6-40 мм была горячеката-

таная арматура класса А400 (А-III) с пределом текучести 400 Н/мм<sup>2</sup>. В настоящее время ее сменяет более эффективная свариваемая арматура с пределом текучести 500 Н/мм<sup>2</sup>, унифицированная с аналогичной арматурой, производимой во всех странах Европы [2-7]. При этом в нашей стране основной упор до последнего времени делался на горячеката-

\* Холоднодеформированная арматура этого класса обозначается в СП 52-101-2003 как В500, в ГОСТ Р 52544-2006 как В500С, а по ТСН 102 и СТО АСЧМ 7-93 как А500С (А500Схд)

Класс арматуры	Способ производства и сортамент, мм	Предел текучести $\sigma_T (\sigma_{0,2})$		Временное сопротивление				Относительное удлинение	
		$\overline{\sigma_T}$	$\overline{\sigma_T} - 2S$	$\sigma_B$		$\sigma_B/\sigma_T$		$\overline{\delta_5}$	$\overline{\delta_5} - 2S$
				$\overline{\sigma_B}$	$\overline{\sigma_B} - 2S$	$\overline{X}$	$\overline{X} - 2S$		
Н/мм <sup>2</sup>		Н/мм <sup>2</sup>							
A500C	Термомеханически упрочненная горячекатаная 6-40 (ТМУ)	584,3	504,8	703,3	621,7	1,20	1,09	22,5	16,02
A500C	Микролегированная горячекатаная 12-32(г/к)	555,7	511,9	726,1	668,1	1,31	1,30	23,3	17,3
B500C (A500C <sub>хд</sub> )	Холоднодеформированная 3-12 (х/д)	623,0	530,0	688,0	573,0	1,10	1,08	2,68 <sup>1)</sup>	–

Примечание. <sup>1)</sup> Здесь приведены данные по средней величине  $\delta_p$

ную термомеханически упрочненную арматуру класса A500C, выпускаемую по СТО АСЧМ 7-93, а теперь по ГОСТ Р 52544-2006 [2, 3, 4].

Существующие стандарты предусматривают также производство арматуры этого класса прочности путем микролегирования низкоуглеродистой горячекатаной стали и механического упрочнения путем холодной прокатки или волочения аналогичной низкоуглеродистой стали. Каждая из указанных технологий производства арматуры с пределом текучести 500 Н/мм<sup>2</sup> имеет свои преимущества и недостатки. Свойства горячекатаной и термомеханически упрочненной стержневой арматуры этого класса достаточно подробно рассмотрены и обсуждены в [1, 2, 3] и в других публикациях.

Между тем, свойства и перспективы применения холоднодеформированной арматуры класса B500C начали в нашей стране обсуждаться сравнительно недавно [9-11], и материалов по ее производству и применению недостаточно. В связи с этим целью данной работы является показ технических преимуществ холоднодеформированной арматуры класса B500C, по сравнению с горячекатаной и термомеханически упрочненной, и оценка того, как может сказаться специфическая форма диаграммы растяжения холоднодеформированной арматурной стали этого класса на деформациях и напряжениях арматуры в предельном по прочности состоянии изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям. На основе этого обсуждаются перспективы расширения производства и применения этой арматуры.

Производимая до сих пор по ГОСТ 6727 арматура с пределом текучести  $\sigma_{0,2} \geq 500$  Н/мм<sup>2</sup> Вр-1 диаметром 4-5 мм имеет значительный минусовой допуск на массу, поэтому разработчики СП 52-101-2003 были вынуждены снизить расчетные сопротивления всей холоднодеформированной арматуры класса B500 на 5%, по сравнению с теми же показателями стали класса A500 [8].

Определенную роль в предубеждении против холоднодеформированной арматуры класса B500C (A500C<sub>хд</sub>) играет также ее диаграмма растяжения (рис.1 и табл.1), характеризуемая условным пределом текучести  $\sigma_{0,2}$ , относительно низкими значениями равномерного удлинения ( $\delta_p \geq 2,5\%$ ) и отношения  $\sigma_B/\sigma_{0,2}$ .

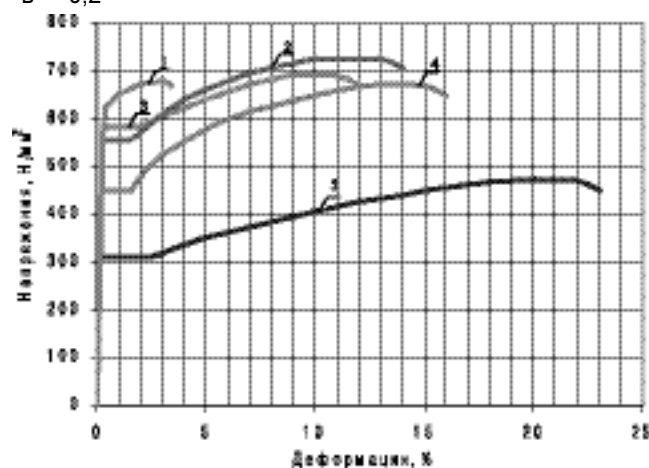


Рис.1. Диаграммы растяжения арматурных сталей

1 - A240; 2 - A400 г/к; 3 - A500C тму; 4 - A500C г/к; 5 - B500C

Так, если у стержневой горячекатаной арматуры, микролегированной феррованадием, соотношение  $\sigma_B/\sigma_T$  в среднем составляет 1,307 (см. табл. 1) при  $\delta_p$  до 10-12%, у термомеханически упрочненной стержневой арматуры в зависимости от диаметра и специфики конкретного предприятия, по нашим данным, оно изменяется в пределах от 1,09 до 1,31 и в среднем составляет 1,2 при  $\delta_p = 9,3\%$  [2], то у холоднодеформированной арматуры, как правило, нет физического предела текучести, а соотношение  $\sigma_B/\sigma_{0,2}$  находится около 1,1 (см. табл. 1 и 2) и может меняться в пределах 1,02-1,12.



Таблица 2

Страна № стандарта	Класс стали	Характеристики механических свойств (не менее)				
		$\sigma_T$	$\sigma_B$	$\sigma_B / \sigma_T$	$\delta_5$	$A_{gt} (\delta_{max})$
		Н/мм <sup>2</sup>			%	
ISO 6935-2 1991	RB500W	500	550	1,05	14	2,5
Австрия ÖNORM B4200 BSt500 часть 7	BSt 500	500	580	–	17/12 <sup>1)</sup>	–
	BSt 550	550	620	–	17/12 <sup>1)</sup>	–
Великобритания BS4449: 2005	B500A	500	–	1,05 <sup>2)</sup>	–	2,5
	B500B	500	–	1,08	–	5,0
	B500C	500	–	1,15-1,35	–	7,5
Германия DIN/EN 10080-91	BSt500	500	540	–	–	5,0
	– “ –	500	525	–	–	2,5
Россия СТО АСЧМ 7-93	A500C	500	600	–	14	–
	– “ –	500	555	1,05	–	2,5
Россия ГОСТ Р - 52544-2006	A500C	500	600	1,08	14	–
	B500C	500	555	1,05	–	2,5

Примечания. <sup>1)</sup> горячекатаная сталь с наклепом; <sup>2)</sup> для размеров менее 8 мм допускается  $\sigma_B / \sigma_T$  до 1,02 при  $A_{gt}$  не менее 1%

Кроме того, себестоимость производства холоднодеформированной арматуры класса B500C выше, чем у термомеханически упрочненной или горячекатаной арматуры этого же класса прочности, поскольку ее изготавливают из катанки, цена которой, как правило, мало отличается от цены других видов проката, в том числе стали класса A500C, а себестоимость изготовления арматуры B500C достигает сегодня в России около 1000 руб. за 1 т. Несмотря на это, во всех странах мира арматура этого класса прочности диаметром 4-12 мм, а в Германии диаметром 4-16 мм, выпускается холоднодеформированной и поставляется строителям, как правило, в виде товарной арматуры, т.е. сеток, каркасов и т.п. Нормативные требования, принятые в различных странах и в международных стандартах к механическим свойствам арматуры периодического профиля с пределом текучести  $\sigma_T(\sigma_{0,2}) \geq 500$  Н/мм<sup>2</sup>, приведены в табл. 2.

Важным преимуществом технологии изготовления и применения холоднодеформированной арматуры является практическое отсутствие отходов, так как каждый бунт этой арматуры в процессе правки и резки полностью перерабатывается. На этом в общей сложности, т.е. в производстве и при переработке, выигрывается, по сравнению со стержневой арматурой, 3-5% стали. Производство холоднодеформированной арматуры диаметром 4-12 мм очень гармонично сочетается с изготовлением из нее готовых арматурных элементов, поскольку этот процесс непрерывный и без промежуточных переделов [9]. В результате достигается значительная экономия электроэнергии, трудозатрат и стоимости. Не менее важным является ав-

томатический контроль прочности получаемого металла, так как при принятых режимах упрочнения и характеристиках исходной катанки вероятность обеспечения заданных механических свойств гораздо выше, чем для иных видов арматуры.

Другим преимуществом холоднодеформированной арматуры является возможность производства и применения ее любого размера, так как переналадка оборудования здесь существенно проще, чем на металлургическом заводе. Поэтому выпуск арматуры с шагом диаметра 1 или 0,5 мм или даже 0,2 мм, т.е., например, 6,0; 6,2; 6,4 мм и т.д. вполне реален. При производстве такой арматуры в районе строительства это обеспечивает возможность оперативного получения и применения продукции нужного сортамента.

Строительные организации в нашей стране постоянно испытывают затруднения с получением и применением арматуры диаметром 6-12 мм и особенно 6-8 мм. Реальным решением этой проблемы является расширение производства и применения арматуры класса B500C в этом сортаменте [9, 13].

Для обсуждения влияния специфической диаграммы растяжения холоднодеформированной арматуры на ее работу в железобетоне мы отобрали (табл. 3) наиболее контрастные диаграммы растяжения, отвечающие нормам международных стандартов (см. табл. 2) и реально встречающиеся в промышленных партиях стали классов A500C и B500C.

Диаграммы растяжения исследуемых арматурных сталей аппроксимировали сплайн-функциями в соответствии с [12-15], проходящими через имеющие чет-

Тип стали	№№ п/п	Характеристики механических свойств							
		$\sigma_B$	$\sigma_T$	$\sigma_{0,2}$	$E_s$	$\varepsilon_T$	$\delta_p$	$\eta_1$	$\sigma_B / \sigma_T$ ( $\sigma_B / \sigma_{0,2}$ )
		Н/мм <sup>2</sup>				%			
г/к	1	675	500	–	$2 \cdot 10^5$	2,0	10,0	0,88	1,35
ТМУ	2	600	500	–	– “ –	2,0	7,0	0,9	1,20
ТМУ	3	600	–	500	– “ –	–	5,4	0,9	1,20
х/д	4	600	–	556	$1,9 \cdot 10^5$	–	2,5	0,7	1,08
х/д	5	600	–	588	– “ –	–	4,0	– “ –	1,02
х/д	6	550	–	500	– “ –	–	2,5	– “ –	1,10
х/д	7	550	–	500	$2 \cdot 10^5$	–	2,5	0,7	1,10

кий физический смысл точки на диаграмме растяжения, значение которых приведены в табл. 3, где, кроме временного сопротивления  $\sigma_B$ , условного  $\sigma_{0,2}$  или физического  $\sigma_T$  пределов текучести, учитывали предел упругости  $\sigma_{el} = \eta_1 \cdot \sigma_{0,2}$  ( $\sigma_T$ ), модуль упругости  $E_s$  и относительное равномерное удлинение стали  $\delta_p$ .

Для оценки влияния диаграммы растяжений стали классов А500С и В500С на работу этой арматуры в изгибаемых железобетонных элементах использовали предложенную нами ранее [12, 14] расчетную модель нормального сечения, базирующуюся на прямом учете в расчете прочности нормальных сечений параметров диаграммы растяжения арматуры ("теория упрочнения") и построенную на приведенных ниже предпосылках.

Предельные напряжения арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, определяются [16] исходя из средних ее деформаций в зоне изгиба и диаграммы растяжения.

Эпюра напряжений сжатого бетона в стадии разрушения сечения принимается условно прямоугольной с высотой  $x$ , величина которой определяется исходя из средней высоты эпюры деформаций бетона в зоне изгиба  $\bar{X}$  как

$$x = \frac{\xi_0}{\psi_s} \cdot \bar{x} = \frac{\bar{x}}{j \cdot \psi_s}, \quad (1)$$

где  $j = \frac{1}{\xi_0}$  и  $\psi_s = 0,95$ .

Схема деформирования некоторого среднего сечения, характеризуемого  $\bar{\varepsilon}_{sm}$  и  $\bar{\varepsilon}_{bm}$ , оценивается исходя из гипотезы плоских сечений.

Предельные напряжения бетона в сжатой зоне с учетом специфических свойств различных видов бетона определяются через  $m_b \cdot R_{пр}$ , а предельные напряжения в сжатой арматуре  $\sigma_{sc}$  – по формуле

$$\sigma_{sc} = \bar{\varepsilon}_{bm} \cdot E_s \quad (2)$$

Высота сжатой зоны сечения и момент от действия внешних сил, воспринимаемый сечением, определяются из условий равновесия.

Исходя из принятой гипотезы плоских сечений для деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры и принятого условия, что  $\bar{m}_{sm} = \psi_s m_{sm}$ , получаем

$$\varepsilon_{sm} = (\bar{\varepsilon}_{bm} \frac{1}{\psi_s \cdot j \cdot \xi \cdot m_{sm}} - 1) \quad (3)$$

Введение в основную зависимость между средними деформациями бетона и арматуры, определенную исходя из гипотезы плоских сечений, обратной связи  $\varepsilon_{sm}$  с  $\xi$  через  $m_{sm}$  позволяет отойти от этой гипотезы при определении  $\sigma_{sm}$  и приблизить расчетную модель к реальной работе сечения железобетонного элемента, но в то же время сохранить относительную простоту вывода расчетных формул.

Не останавливаясь подробно на математических деталях решения этой задачи, рассмотренных в [12, 14, 17], обсудим полученные результаты, представленные на рис. 2 и 3 и в табл.4.

Сравнительная оценка результатов теоретического анализа показывает, что напряжения в арматуре с площадкой текучести и  $\sigma_B / \sigma_T = 1, 2$  при изменении  $\xi$  в пределах от 0,1 до 0,46 остаются на одном уровне, а в арматуре с условным пределом текучести даже при соотношении  $\sigma_B / \sigma_{0,2} = 1,02$  напряжения растут практически пропорционально  $\xi$  и почти достигают временного сопротивления при  $\xi = 0,3$ , а при  $\sigma_B / \sigma_{0,2} = 1,2$  временное сопротивление достигается при  $\xi = 0,04$ . Таким образом, в достаточно широком диапазоне армирования изгибаемых элементов, характеризуемом относительной высотой сжатой зоны примерно от 0,1 до 0,35, арматура с условным пределом текучести используется более эффективно, чем сталь, имеющая физический предел текучести [12, 13]. Следовательно, в этом диапазоне армирования холоднодеформированная арматура имеет определенные преимущества.

Однако это не свидетельствует о преимуществах такой арматуры во всех видах железобетонных изделий. Сочетание низкого процента армирования и низ-

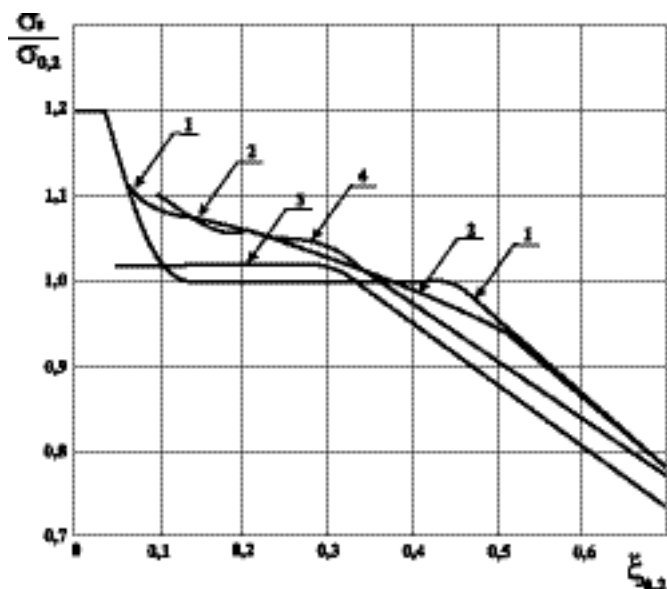


Рис. 2. Зависимость  $\frac{\sigma_s}{\sigma_T} (\frac{\sigma_s}{\sigma_{0,2}})$  от относительной высоты сжатой зоны  $\xi = \frac{x}{h_0}$

1 - ТМУ при  $\sigma_B/\sigma_T = 1,2$  и  $\varepsilon_T = 2\%$ ; 2 - ТМУ при  $\sigma_B/\sigma_{0,2} = 1,2$ ; 3 - х/д при  $\sigma_B/\sigma_{0,2} = 1,02$  и  $\sigma_B = 600$  Н/мм<sup>2</sup>; 4 - х/д при  $\sigma_B/\sigma_{0,2} = 1,1$  и  $\sigma_B = 550$  Н/мм<sup>2</sup>

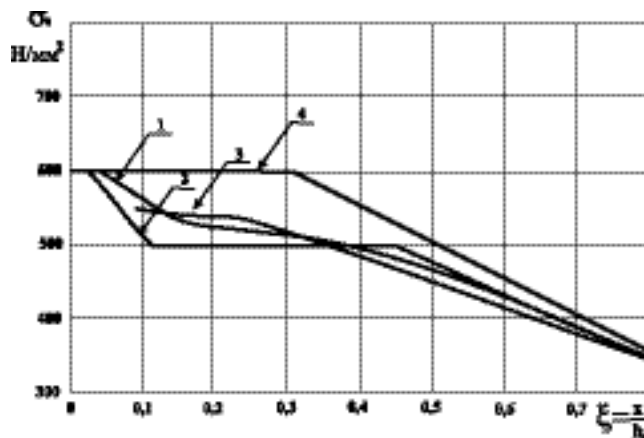


Рис. 3. Предельные напряжения в арматуре в зависимости от относительной высоты сжатой зоны  $\xi = \frac{x}{h_0}$

1 - ТМУ при  $\sigma_B/\sigma_{0,2} = 1,2$ ; 2 - ТМУ при  $\sigma_B/\sigma_T = 1,2$  и  $\varepsilon_T = 2\%$ ; 3 - х/д при  $\sigma_B/\sigma_{0,2} = 1,1$  и  $\sigma_B = 550$  Н/мм<sup>2</sup>; 4 - х/д при  $\sigma_B/\sigma_{0,2} = 1,02$  и  $\sigma_B = 600$  Н/мм<sup>2</sup>

Таблица 4

Характеристики механических свойств исследуемой стали				Значения $\xi$ при достижении характерных точек диаграмм растяжения			
$\sigma_B$	$\sigma_T (\sigma_{0,2})$	$E_s \cdot 10^{-5}$	$\delta_p$	$\sigma_B$	$\sigma_{0,2}$	$\sigma_T$ и $\varepsilon_T$	$\sigma_{el}$
Н/мм <sup>2</sup>			%				
675	500	2,0	10,0	0,019	–	0,1062- -0,452	0,583
600	500	2,0	7,0	0,030	–	0,1062- -0,465	0,565
600	500	2,0	5,4	0,0358	0,358	–	0,565
600	556	1,9	2,5	0,081	0,339	–	0,754
600	588	1,9	4,0	0,058	0,330	–	0,730
550	500	1,9	2,5	0,079	0,353	–	0,786
550	500	2,0	2,5	0,096	0,358	–	0,800

кого относительного удлинения  $\delta_p$  теоретически может вызвать внезапное хрупкое разрушение изгибаемого или внецентренно сжатого железобетонного элемента при  $\xi \leq 0,1$  из-за разрыва арматуры. Поэтому мы отдельно исследовали влияние величин отношения  $\sigma_B/\sigma_T (\sigma_B/\sigma_{0,2})$  и относительного равномер-

ного удлинения  $\delta_p$  на возможность преждевременного разрушения железобетонных конструкций, оцениваемое по минимально допустимой величине  $\xi$  (рис.4).

Проведенный анализ показал, что на  $\mu_{min}$  и  $\xi_{min}$  преобладающее влияние оказывает величина  $\delta_p$ , из-

менение которой от 1 до 10% приводит, например, при  $\sigma_B/\sigma_T = 1,2$  к изменению  $\xi_{\min}$  от 0,14 до 0,017, т.е. в 8 раз (см. рис. 4). Отношение  $\sigma_B/\sigma_T$  более или менее существенно сказывается на величине  $\xi_{\min}$  только при  $\delta_p$  менее 3%. При больших величинах  $\delta_p$  изменение этого отношения влияет на  $\xi_{\min}$  очень слабо. Так, изменение  $\sigma_B/\sigma_T$  от 1,02 до 1,5 приводит при  $\delta_p = 1\%$  к изменению  $\xi_{\min}$  от 0,17 до 0,11, а при  $\delta_p$ , равном 3 и 8%, соответственно от 0,075 до 0,05 и от 0,030 до 0,022 (см. рис. 4).

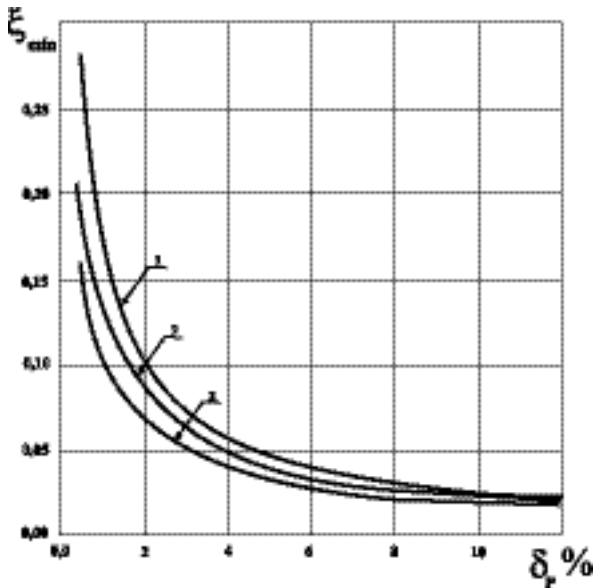


Рис. 4. Влияние величины относительного равномерного удлинения  $\delta_p$  и отношения  $\sigma_B/\sigma_T$  на  $\xi_{\min}$

1 -  $\sigma_B/\sigma_T = 1,02$ ; 2 - ТМУ при  $\sigma_B/\sigma_T = 1,2$ ; 3 -  $\sigma_B/\sigma_T = 1,5$

На основании проведенных аналитических исследований можно сделать следующие выводы:

- При применении арматурной стали класса А500С, диаграмма растяжения которой характеризуется площадкой текучести при величине  $\varepsilon_T \geq 1,5-2,0\%$ , и холоднодеформированной арматуры класса В500С, диаграмма которой характеризуется условным пределом текучести  $\sigma_{0,2}$ , соотношение  $\sigma_B/\sigma_{0,2}$  или  $\sigma_B/\sigma_T$  в обсуждаемых пределах практически не сказывается на напряжении арматуры и на прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, армированных этой сталью. Определяющим фактором является величина предела текучести условного ( $\sigma_{0,2}$ ) или физического ( $\sigma_T$ ), а также характеристики диаграммы  $E_s$ ,  $\sigma_{el}$  и  $\varepsilon_T$ .

- Величина относительного удлинения перед разрывом  $\sigma_{\max}(A_{gt})$  или  $\delta_p$  должна быть соответственно не менее 2,5-2,0% так как при ее значениях ниже этих норм возникает вероятность разрыва ар-

матуры при обычном армировании в изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементах, характеризующихся  $\xi \leq 0,1$  и  $\mu \leq 0,2$ .

- Отсутствие площадки текучести и наличие условного предела текучести арматуры обеспечивает более высокие предельные напряжения в арматуре при изменении  $\xi$  в диапазоне от 0,1 до 0,35, по сравнению с использованием стали с площадкой текучести. Поэтому холоднодеформированная арматура класса В500С с диаграммой, характеризуемой условным пределом текучести, является более предпочтительной для железобетонных конструкций в достаточно широком диапазоне армирования.

При оценке эксплуатационных свойств железобетонных конструкций важным критерием является допустимая ширина раскрытия трещин, величина которой, согласно СНиП 2.03.11-85 [17], для конструкций, армированных холоднодеформированной арматурой класса Вр-1 (В500С), установлена такой же, как и для конструкций, армированных горячекатаной арматурой стали классов А-I (А240), А-II (А300) и А-III (А400), и эта арматура, как и сталь класса А500С, допускается к применению в конструкциях 3-й категории трещиностойкости в слабоагрессивных средах.

Применение холоднодеформированной арматуры класса В500С в монолитном железобетоне, как правило, осуществляется в виде готовых сеток, каркасов и двухслойных ковров, что существенно сокращает трудозатраты на армирование и позволяет снизить стоимость и ускорить строительство. Таким образом, как по технологическим соображениям, так и с точки зрения использования в железобетоне, применение арматуры класса В500С диаметром 4-12 мм представляется весьма эффективным, а ее расчетные сопротивления должны быть унифицированы с таковыми арматурной стали класса А500С. Однако этим не ограничиваются проблемы производства и применения холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса В500С. Для ее изготовления, как указывалось выше, нужна катанка, причем катанка определенных свойств и химического состава.

При общей ожидаемой потребности в арматурном прокате периодического профиля в 2010 г. около 8590 тыс.т потребность в арматуре диаметром 4-12 мм составляет 42%, или 3600 тыс.т. Из этого объема не менее половины желательно иметь в виде арматурных изделий из холоднодеформированной арматурной стали класса В500С. Для ее производства потребуется около 1800 тыс. т катанки соответствующего качества, что пока представляется затруднительным, ибо для этого необходимо построить 3-4 новых проволочных стана и ввести в действие в дополнение к существующим еще не менее 180 технологических линий производства холоднодеформированной арматуры класса В500С. Тем не менее, это необходимо сделать, так

как нехватка на стройках арматуры периодического профиля диаметром 4-10 мм приводит к перерасходу стали в количестве, сопоставимом с объемом ее применения, и значительному удорожанию строительства из железобетона. Это тем более актуально, что стоимость и цены стальной арматуры резко выросли и продолжают повышаться.

Можно рассмотреть еще один аспект производства и применения арматуры класса В500С. До сего времени все оборудование для ее изготовления покупается за рубежом – в Германии, Италии, на Тайване. Освоение его выпуска в России было бы весьма полезно как для увеличения объемов производства этой арматуры, так и для развития отечественного машиностроения.

### Заключение

Производство и применение для армирования железобетона холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса В500С с пределом текучести 500 Н/мм<sup>2</sup> весьма эффективно и требует поддержки и развития. При этом качество этой арматурной стали должно отвечать нормам ГОСТ 52544 и европейского стандарта EN 10080, а расчетные сопротивления унифицированы с таковыми для стержневой арматуры класса А500С.

### Библиографический список

1. **Мадатян С.А.** Арматура железобетонных конструкций. – М.: Воентехлит, 2000, 256 с.
2. **Дегтярев В.В.** Изменчивость механических свойств и площади поперечного сечения арматуры класса А500С//Бетон и железобетон. – 2005. – № 1. – с.2-7.
3. **Новая** горячекатаная свариваемая арматура класса А500С/Мадатян С.А., Дегтярев В.В., Зборовский Л.А. и др./Бетон и железобетон. – 2001. – № 1. – с.12-14.

4. **ГОСТ Р 52544-2006.** Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М.: Стандартиформ., 2006, 20 с.
5. **ÖNORM 4200, часть 7.** Стальная арматура. Арматура для железобетона. OIB-691-002/04., 25 с./Австрия.
6. **BS 4449:2005.** Стальные изделия для армирования бетона. Свариваемый арматурный прокат. Прутки, мотки и выпрямленные изделия. Технические условия. British Standards, 2005, 36 с.
7. **EN 10080.** Стальные изделия для армирования бетона. Пригодная для сварки стальная арматура. Общие положения. CEN. Май 2005, 75с. (с приложениями).
8. **СП 52-101-2003.** Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: 2004, с. 8-9.
9. **Бондаренко В.И., Пахомов А.В.** Холоднодеформированная арматура класса В500//Метизы. – 2005. – №7. – с. 22-26.
10. **Ивченко А.В., Амбражей М.Ю., Табалаев К.В., Приходько Е.В.** Анализ требований нормативной документации на холоднодеформированный арматурный прокат и обеспечение нормируемых механических свойств при его производстве//Метизы. – 2005. – № 8. – с. 30-34.
11. **Тихонов И.Н., Гуменюк В.С.** Анализ требований СП 52-101-2003 к арматуре класса прочности 500 МПа//Бетон и железобетон. – 2006. – № 4. – с. 6-11.
12. **Мадатян С.А.** Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций. – М.: 1980. – 196 с.
13. **Мадатян С.А.** К развитию производства и применения холоднодеформированной арматуры класса В500//Технологии бетонов. – № 3. – 2007. – с. 58-61.
14. **Об уточнении** аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей//В.И.Байков, С.А.Мадатян, Л.С.Дудолов, В.Митасов. Известия вузов "Строительство и Архитектура". №9, 1983, с. 1-5.
15. **Мадатян С.А., Терин В.Д.** Влияние локального разупрочнения арматуры на прочность изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям. – В кн. "Новое в создании и применении арматуры железобетонных конструкций". НИИЖБ. – М.: 1986, с. 10-19.
16. **Ильин О.Ф., Залесов А.С.** Опыт построения обобщенного расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом особенностей свойств различных бетонов. – В кн.: "Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций". – М.: НИИЖБ, 1979, с. 152-163.
17. **Мадатян С.А.** Развитие теории упрочнения арматурной стали//Бетон и железобетон.– 1985. – № 5. – с. 35-37.

## ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ

Вышел из печати Свод правил по проектированию и строительству "Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий", часть 1 Методы расчета и конструирования (СП-52-117-2008). Он разработан научно-исследовательским, проектно-конструкторским и технологическим институтом бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева - филиалом ФГУП "НИЦ "Строительство".

Свод правил распространяется на проектирование железобетонных оболочек, складок и других тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий зданий и соору-

жений промышленного, гражданского и сельскохозяйственного строительства, выполненных из тяжелого бетона классов по прочности на сжатие от В15 до В60 без предварительного напряжения арматуры и с преднапряжением, для эксплуатации в климатических условиях России, в среде с неагрессивной степенью воздействия, при статическом действии нагрузок.

Для приобретения СП рекомендуем обратиться в НИИЖБ с заказом по тел/факс 174-76-65 или с письмом на имя ген. директора ФГУП "НИЦ "Строительство" Н.В. Зацаринского: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6.

А.Ю. БАЛАШОВ, инж. (ЦНИИПромзданий)

## ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СВЯЗЕВЫХ УСТОЕВ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ СОПРЯЖЕНИЙ ЕГО ЭЛЕМЕНТОВ И ОСНОВАНИЯ

Надежность и эффективность конструктивного решения многоэтажного каркаса во многом определяется используемыми конструкциями вертикальных элементов жесткости, их количеством и расположением в плане здания. В многоэтажных производственных зданиях нашли широкое применение плоские сквозные связевые панели, состоящие из железобетонной многоэтажной рамы и внутренней металлической решетки треугольного или пятиугольного (портального) очертания.

Получение расчетных характеристик и параметров несущих элементов здания является предметом предпроектных разработок, основывающихся, как правило, на опыте проектирования и рекомендаций нормативных документов. Очевидно, что на этом этапе предпочтительными являются аналитические методы расчета, позволяющие на приближенных расчетных схемах анализировать напряженно-деформированное состояние с целью поиска оптимальных объемно-планировочных решений в сочетании с архитектурной выразительностью.

Расчет несущей системы многоэтажного каркасного здания должен производиться совместно с фундаментами и основанием. Следует отметить, что взаимовлияние усилий в наземных конструкциях и фундаментах особенно проявляется в вертикальных элементах жесткости в зависимости от их конструктивных решений и свойств грунтов основания.

Связевый устой, с точки зрения расчетной схемы, можно отнести к составному стержню\*, в котором объединение железобетонных колонн осуществляется введением сквозной металлической решетки. Положение каждой отдельной  $i$ -ой связи определяется координатами  $Z_i^{(a)}$ ,  $Z_i^{(b)}$  – уровень крепления к колоннам соответственно верхнего и нижнего конца стержневой связи (стыков связей). Действие внешних нагрузок приводится к горизонтальным силам  $P_k^{(1)}$ ,  $P_k^{(2)}$  и к продольным силам  $N_{i0}^{(1)}$ ,  $N_{i0}^{(2)}$  в сечениях левой и правой колонн в пределах  $i$ -го яруса ( $Z_i^{(a)} \leq Z \leq Z_i^{(b)}$ ) от вертикальных нагрузок (рис.1).

Изгибающие моменты в этих сечениях от горизонтальных нагрузок равны:

$$M_{i0}^{(1)}(z) = \sum_{k=1}^i P_k^{(1)}(z - z_k);$$

$$M_{i0}^{(2)}(z) = \sum_{k=1}^i P_k^{(2)}(z - z_k); z \geq z_k. \quad (1)$$

В результате перемещений фундамента в нижних сечениях колонн возникают осадки  $\Delta\phi^{(1)}$ ,  $\Delta\phi^{(2)}$  и повороты  $\phi\phi^{(1)}$ ,  $\phi\phi^{(2)}$ , вызывающие относительное вертикальное смещение колонн  $\Delta_0 = \Delta\phi^{(2)} - \Delta\phi^{(1)}$  и поворот  $\phi_0 = \phi\phi^{(2)} - \phi\phi^{(1)}$ , который вызывает относительные горизонтальные смещения колонн:

$$U(Z) = \phi_0(H - Z). \quad (2)$$

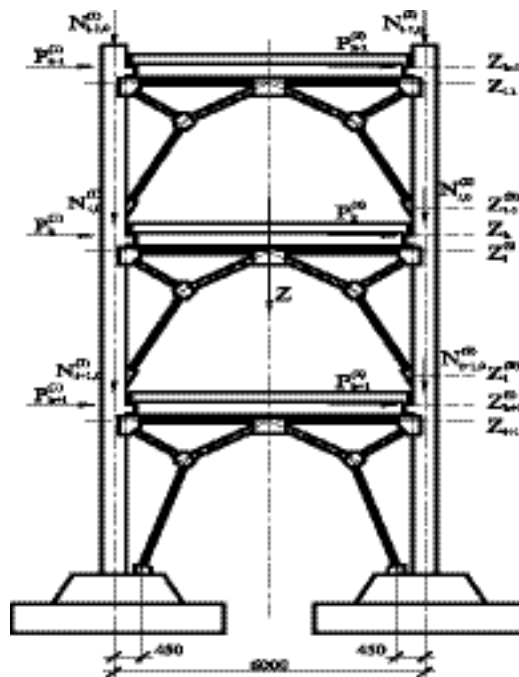


Рис.1.Общий вид трехэтажного связевого устоя с расположением внешних нагрузок и системы координат

Вертикальное перемещение фундамента и деформации внутренних граней колонн от сжатия и изгиба вызывают в колоннах относительные вертикальные смещения, величины которых в стыках связей при  $Z = Z_i^{(a)}$ ,  $Z = Z_i^{(b)}$  обозначены  $\Delta_i^{(a)}$ ,  $\Delta_i^{(b)}$ .

Перемещения от деформаций колонн развиваются, начиная с верхних сечений колонн. Вследствие этих смещений, вызывающих сдвиг решетки, в местах стыков стержневой решетки с колоннами возникают вертикальные сдвигающие ( $S_i^{(a)}$ ) и горизонтальные ( $T_{S,i}^{(a)}$ ) силы (рис.2).

\* Ржаницын А.Р. Теория составных стержней строительных конструкций. - М.: Стройиздат, 1948.

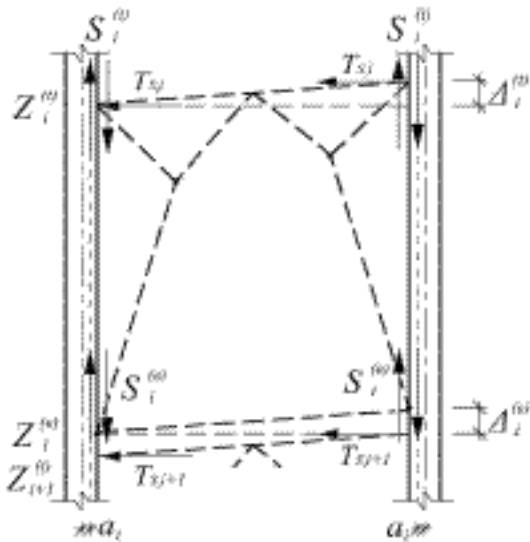


Рис.2.Схема усилий в узлах решетки от вертикальных смещений колонн

Вертикальные сдвигающие силы определяются

$$S_i^{(a)} = g_{11}\Delta_i^{(a)} + g_{12}\Delta_i^{(b)}; \quad (3)$$

$$S_i^{(b)} = g_{21}\Delta_i^{(a)} + g_{22}\Delta_i^{(b)}, \quad (4)$$

где  $g_{11}, g_{22}, g_{12} = g_{21}$  - коэффициенты жесткости (единичные реакции).

Поперечные силы от сдвига решетки образуются горизонтальными проекциями продольных сил в элементах решетки  $i-1$ -го и  $i+1$ -го ярусов. Поэтому зависимости для  $T_{si}$  можно представить в виде:

$$T_{si} = C_{i, i-1}\Delta_{i-1}^{(a)} + C_i\Delta_i^{(a)} + C_{i, i+1}\Delta_{i+1}^{(a)}, \quad (5)$$

где  $C_{ij}$  - соответствующие коэффициенты жесткости для поперечных сил от сдвига.

Для определения перемещений  $\Delta_i^{(a)}$  получена система линейных алгебраических уравнений, структура которых построена таким образом, что все смещения  $\Delta_i^{(a)}$  ( $i = 2, \dots, n$ ) выражаются последовательно через  $\Delta_1^{(a)}$

$$\Delta_j^{(a)} = E_j + e_j\Delta_1^{(a)}, j = 1, 2, 3, \dots, n; E_1 = 0; e_1 = 1 \quad (6)$$

где коэффициенты  $E_j$  и  $e_j$  выражаются через  $E_{j-1}$  и  $e_{j-1}$ .

Горизонтальные смещения колонн на уровне стыков:

$$U_i^{(a)} = \varphi_0(H - Z_i^{(a)}); U_i^{(b)} = \varphi_0(H - Z_i^{(b)}) \quad (7)$$

вызывают также поперечные силы, равные:

$$T_i^{(a)} = e_{11}U_i^{(a)} + e_{12}U_i^{(b)} = \varphi_0[e_{11}(H - Z_i^{(a)}) + e_{12}(H - Z_i^{(b)})]; \quad (8)$$

$$T_i^{(b)} = e_{21}U_i^{(a)} + e_{22}U_i^{(b)} = \varphi_0[e_{21}(H - Z_i^{(a)}) + e_{22}(H - Z_i^{(b)})], \quad (9)$$

где  $e_{11}, e_{22}, e_{12} = e_{21}$  - коэффициенты жесткости для поперечных сил от горизонтальных перемещений колонн (рис.3).

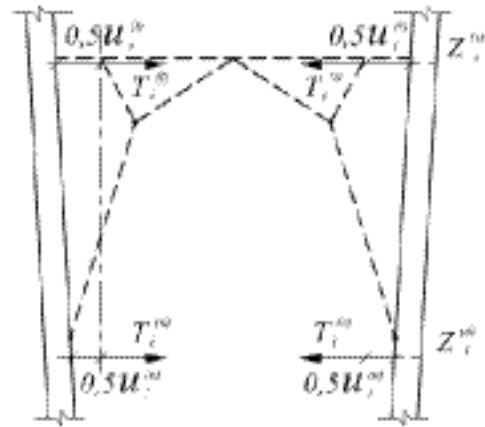


Рис.3. Схема усилий в узлах решетки от горизонтальных перемещений колонн

Продольные силы и изгибающие моменты в сечениях колонн в пределах  $i$ -го яруса равны соответственно:

$$N_i^{(1)} = -N_{01}^{(1)} + S^{(a)}, \quad (10)$$

$$N_i^{(2)} = -N_{01}^{(2)} - S^{(b)}. \quad (11)$$

$$M_i^{(1)}(z) = M_{i0}^{(1)} - S^{(a)}a_i + M_T^{(i)} - M_{Ts}^{(i)}; \quad (12)$$

$$M_i^{(2)}(z) = M_{i0}^{(2)} - S^{(b)}a_i - M_T^{(i)} - M_{Ts}^{(i)}, \quad (13)$$

где  $S^{(a)} = S_i^{(a)} + \sum_{k=1}^{i-1} (S_k^{(a)} + S_k^{(b)})$ ;

$$M_T^{(i)}(z) = T_i^{(a)}(z - z_i^{(a)}) + \sum_{k=1}^{i-1} [T_k^{(a)}(z - z_k^{(a)}) + T_k^{(b)}(z - z_k^{(b)})],$$

$$M_{Ts}^{(i)} = \sum_{k=1}^1 [T_{sk}^{(a)}(z - z_k^{(a)})] - \text{изгибающие моменты от поперечных сил.}$$

Сопряжения стержневой связи с колоннами обладают податливостью вследствие деформирования стальных деталей стыков, анкеров и бетона колонн. Расчетную зависимость "N - U" представим ломаной линией, состоящей из двух отрезков, соответствующих упругой и пластической стадиям работы стыка.

В упругой стадии справедлива зависимость:

$$N = CU. \quad (14)$$

Конец упругой стадии характеризуется условием:

$$N_{el} = C \cdot U_{el}. \quad (15)$$

В пластической стадии ( $U > U_{el}$ ) применима формула:

$$N - N_{el} = C'(U - U_{el}); U = U_{el} + \frac{N - N_{el}}{C'}, \quad (16)$$

где  $C$  и  $C'$  - коэффициент жесткости стыка в упругой и пластической стадиях.

Модель грунта основания принята в виде идеальной упругой среды, характеризуемой модулем упругости  $E$  и коэффициентом Пуассона  $\mu$ .

Для определения горизонтальных прогибов связевого устоя используется общая формула перемещений строительной механики, в которой исходя из принципа возможных перемещений учитывается работа продольных сил всех элементов решетки и изгибных деформаций колонн связевой панели.

В результате численных исследований установлено, что основной вклад в полное перемещение устоя вносят продольные деформации элементов решетки, обусловленные сдвиговым механизмом деформирования устоя в целом. В узловых соединениях стержней решетки с колоннами усилия стержней передаются на колонну через закладные детали в виде сдвигающих сил. Сопротивление этим силам обуславливается напряжениями в бетоне и сдвигающими силами в анкерах.

В соединении ригеля с колоннами, состоящего из стальных пластин, объединенных с ригелем и колон-

ной анкерами и силами сцепления, наибольшая деформативность приходится на стальные элементы, а доля деформативности бетона невелика.

В разработанном аналитическом методе расчёта использована дискретная расчётная модель связевого устоя, в которой в качестве отдельных элементов приняты железобетонные колонны и стержни стальной связи, силовое взаимодействие между которыми обеспечивается за счёт вертикальных сдвигающих сил и горизонтальных поперечных сил.

Получены удобные для практического использования зависимости определения вертикальных сдвигающих и горизонтальных поперечных сил. Для взаимных смещений узлов креплений получена система уравнений совместности, связывающих продольные деформации колонн со сдвигающими и поперечными силами. Показана возможность выражения смещений всех узлов через взаимное смещение узлов креплений элементов решётки верхнего яруса.

---

---

## ТЕОРИЯ

---

---

*В.М. БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф., Б.А. ЯГУПОВ, канд. техн. наук, проф. (МИКХиС)*

### **ЖЕСТКОСТЬ И ОТПОРНОСТЬ ПОВРЕЖДЕННОГО КОРРОЗИЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА, ОЦЕНИВАЕМЫЕ С УЧЕТОМ ДИССИПАЦИИ ЭНЕРГИИ**

Под жесткостью понимается характеристика силового сопротивления железобетона деформированию при нагружении; под отпорностью – характеристика силового потенциала восстановления предшествующих деформаций при разгрузении. Коррозионные повреждения значительно влияют на эти характеристики. При этом существенно, что в настоящее время имеется ряд конкурирующих концепций о механике разрушения бетона под воздействием химагрессивной среды: в частности, по схеме отрыва, чему способствует малая растяжимость бетона, и по схеме среза за счет преодоления тангенциальных сопротивлений между конгломератными компонентами.

Однако эти концепции оставляют вне рамок изучения влияние особенностей напряженного состояния на коррозию бетона как фактора его деструктуризации. Между тем, в трудах П.А. Ребиндера, Б.В. Гусева, в исследованиях Е.А. Гузеева, П.Г. Комохова, В.П. Селяева, В.Ф. Степановой, И.И. Овчинникова, в ряде других работ выявлена совокупность признаков, свидетельствующих о значимом влиянии уровня силовых напряжений на процессы развития химкоррозионных повреждений бетона и показатели силового сопротивления железобетонных конструкций. Известно, что структура бетона, обуславливаемая технологическими факторами, меняется в зависимости от внешних

несиловых и силовых воздействий. К первым относится возраст, влажность, агрессивность среды, температура, барометрические условия и тому подобное; ко вторым – направление, знак, режим, уровень и продолжительность силового нагружения.

Принимая несиловые воздействия константными и стандартными, отметим, в частности, что с ростом сжимающих напряжений проницаемость бетона сначала уменьшается, а затем увеличивается вплоть до разрушения. При этом специфично, что процесс развития повреждений от поверхности контакта бетона с химагрессивной средой в глубину бетонного тела при малых и средних уровнях сжатия ( $\sigma < R_{0л}$ ) носит затухающий, кольматационный характер, а с ростом этих напряжений ( $\sigma > R_{0л}$ ) становится фильтрационным, а затем лавинным [2; 4]<sup>1</sup>.

Таким образом, каждому уровню силового состояния образца соответствуют свои параметры противокоррозионного сопротивления и свои значения характеристик жесткости и отпорности<sup>2</sup>. И все же существенно, что кинетика продвижения химкоррозион-

<sup>1</sup> Заметим, что в эксплуатируемых конструкциях зданий и сооружений напряжения, как правило, не превышают предела длительной прочности.

<sup>2</sup> Считается, что при растяжении бетона имеет место лишь фильтрационное продвижение фронта повреждений.



ных повреждений от поверхности контакта агрессивной среды с бетоном в глубь его тела в полном диапазоне изменения напряженного состояния во всех случаях описывается уравнением [4]

$$\frac{d\Delta\delta(t, t_0)}{dt} = \alpha[\Delta\delta(t, t_0)]^m \quad (1)$$

$$\text{при } \Delta\delta(t, t_0) = \frac{\delta_{кр}(t_0) - \delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)} = 1 - \frac{\delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)},$$

где  $\delta(t, t_0)$  - текущая глубина повреждений;  $\delta_{кр}(t_0)$  - критическая (в частности, предельная глубина при кольтматационном типе повреждения, зависящая от  $\sigma/R$ );  $\Delta\delta(t, t_0)$  - текущий относительный дефицит повреждений;  $t_0, t$  - время начала отсчета, время наблюдения;  $\alpha, m$  - параметры кинетики повреждений, определяемые экспериментально для каждого варианта сочетания бетона и агрессора, зависящие от уровня напряженного состояния.

Решение (1) дается в виде

$$\delta(t, t_0) = \varphi_m(\alpha, m, t) \delta_{кр}(t_0), \quad (2)$$

в том числе при  $m = 0$  (фильтрационная кинетика)

$$\varphi_0(t, t_0) = \left[ \frac{\delta(t, t_0)}{\delta_{кр}(t_0)} + \alpha(t - t_0) \right] \quad (3)$$

При  $m > 0$  (кольтматационная кинетика)

$$\text{для } m = 1 \quad \varphi_1(t, t_0) = 1 - \Delta\delta(t, t_0)e^{-\alpha(t-t_0)} \quad (4)$$

для  $m = 2, 3, 4, \dots$  (целочисленные)

При  $m < 0$  (целочисленное; лавинная кинетика)

$$\varphi_m(t, t_0) = 1 - \left\{ \left[ \Delta\delta(t, t_0)^{[(-m)+1]} + \alpha[(-m)+1](t-t_0) \right] \right\}^{\frac{1}{[(-m)+1]}} \quad (5)$$

В частности, для важного случая  $t_0 = 0$  (рис. 1).

$$\delta(t, t_0) = 0, \quad \Delta\delta(t, t_0) = 1 \quad (6)$$

$$m = 0 \quad \varphi_0 = \alpha t \quad (7)$$

$$\text{при } m = 1 \quad \varphi_1 = 1 - e^{-\alpha t} \quad (8)$$

$$\text{при } m \neq 1, m \neq 0, \quad \varphi_m = 1 - \left\{ 1 + \alpha[(-m)+1]t \right\}^{\frac{1}{[(-m)+1]}} \quad (9)$$

По глубине химкоррозионных повреждений бетонных элементов выделяются три зоны (рис. 2): I зона  $Z^*$  - светлая, полностью разрушенная; II зона  $\delta$  - более темного цвета, переходная; III зона P - однородная, исходной прочности (на ранних стадиях коррозионных воздействий I зона  $Z^*$  может отсутствовать, а фибровые слои частично сохраняют ресурс силового сопротивления).

На рис. 2 использованы следующие обозначения:  $\sigma$  - напряжения сжатия; K - функция повреждений ( $K_1$  - значение K на внешней фибре варианта А);  $Z^*$  - толщина полностью разрушенного слоя; P - толщина неповрежденного слоя бетона.

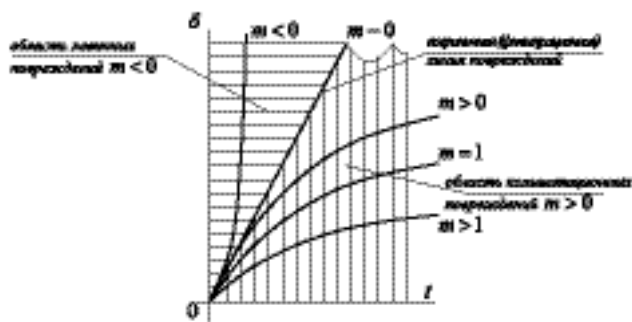


Рис.1. Графики кинетики коррозионных повреждений различных типов

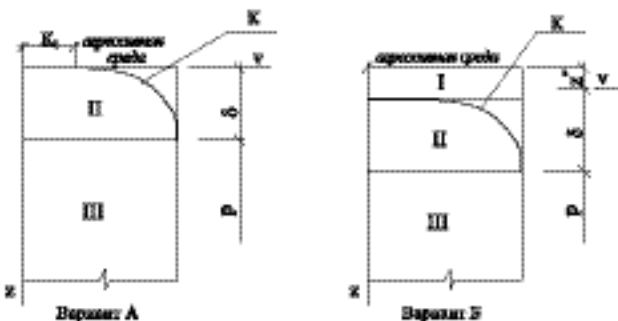


Рис. 2. Схемы учета влияния повреждения на силовое сопротивление по глубине образцов

Применительно к сжатой зоне железобетонной балки потери силового сопротивления при одностороннем контакте бетона с агрессивной средой могут достигать 1/3 исходного силового сопротивления, зона II для варианта А и более 1/3 - см. вариант Б (рис. 3).

Основным посылом разрабатываемого метода расчета оценки остаточного ресурса силового сопротивления поврежденных коррозией железобетонных конструкций является следующее:

- влияние поврежденной сжатой зоны бетона учитывается изъятием эквивалентных площадей поперечного сечения и сохранением всех показателей силового сопротивления у оставшейся части сечения (указанная процедура осуществляется с помощью функции повреждения);

- на любом этапе эксплуатации сооружения во избежание проникновения химагрессора в зону растяжения (или ранее находившуюся в напряженном состоянии растяжения), которая фильтрационно пропускает химкоррозионные среды, глубина повреждения  $\delta$  ограничивается условием  $\delta < x$  (где  $x$  - высота сжатой зоны изгибаемого элемента).

Функция повреждений представляется в виде полинома 2-й степени

$$K = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i; \quad \frac{dk}{dz} = \sum_{i=0}^{i=2} i a_i z^{i-1} \quad (10)$$

где  $a_i$  - коэффициенты полинома, определяемые по их фиксированным значениям  $K_i$ ;  $Z$  - ордината, отсчитываемая от оси  $V$  для варианта А: при  $Z = 0$   $K = K_1$ ;

$$\text{при } Z = \delta \quad K = 1 \quad \text{и} \quad \left. \frac{dk}{dz} \right|_{Z=\delta} = 0; \quad (11)$$

откуда

$$a_0 = K_1; a_1 = \frac{2(1 - K_1)}{\delta}; a_2 = \frac{(1 - K_1)}{\delta^2}. \quad (12)$$

Для варианта Б применимы формулы (11) и (12) после подстановки  $K_1 = 0$ .

Подчеркивая, что поскольку  $K_1 = 0$  для варианта Б, постольку коэффициенты  $a_i$  определяются только из геометрических условий, откуда

$$R^* = K_i R; E^* = K_E E_{\text{вп}}^{\circ}; (C^{\circ})^* = \frac{C^{\circ}}{K}, \quad (13)$$

где  $K_E = E_C = K$ .

Здесь  $R$  – предел прочности бетона на сжатие;  $E$  – временный модуль деформации;  $C^{\circ}$  – мера ползучести бетона [6].

Одновременно с развитием коррозионных повреждений бетона во влажной среде может (как некий электрохимический процесс) происходить коррозия стальной арматуры. Интенсивность корродирования арматуры зависит от уровня химагрессивности и температуры среды, ее насыщенности кислородом, а также наличия постоянных и (или) блуждающих токов.

Уменьшение площади поперечного сечения арматуры оценивается формулой

$$\omega_S = \frac{A_S}{A_{S0}}, \quad (14)$$

где  $A_{S0}$  и  $A_S$  - площади сечения исходной и поврежденной арматуры.

При этом заметим, что  $K_1$  и  $\omega_S$  не подлежат детерминированному расчету, имеют статистическую природу, а применительно к конкретным конструкциям определяются с помощью натуральных измерений.

На рис. 3. приведена схема напряженного состояния поперечного сечения продольного изгибаемого железобетонного элемента.

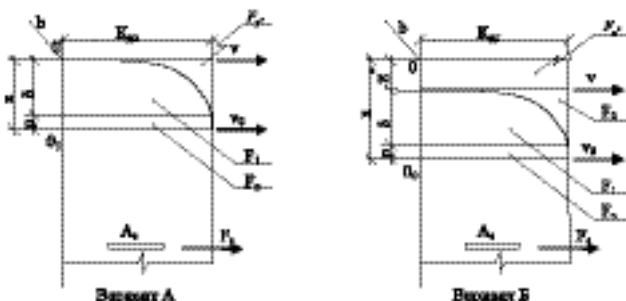


Рис. 3. Схема напряженного состояния поперечного сечения продольного изгибаемого железобетонного элемента

На рис. 3. приняты обозначения:  $b$  – ширина балки;  $h$  – полная высота сечения;  $a_0$  – толщина защитного слоя арматуры;  $h_0$  – рабочая высота сечения;

$F_{Z^*}$  – утраченная вследствие разрушения сила сопротивления зоны  $Z^*$ ;  $F_2$  – утраченная часть силы сопротивления повреждения зоны  $\delta$ ;  $F_1$  – сохраненная часть силы сопротивления повреждения зоны  $\delta$ ;  $F_n$  – сила сопротивления неповрежденной зоны  $p$ .

В качестве примера рассмотрим вариант 2 при  $K_1 = 0$  и  $p = 0$ , т.е. при максимальных повреждениях. Определим имеющиеся силы сопротивления - отсчет ведется в координатах  $VOZ$ .

$$F_S = \omega_S A_S R_S \quad (15)$$

$$F_1 = b R_b \int_0^{\delta} (1 - K) dz = \frac{1}{3} b \delta R_{b,\text{дл}}. \quad (16)$$

$$F_2 = b R_b \int_0^{\delta} K dz = \frac{2}{3} b \delta R_{b,\text{дл}}. \quad (17)$$

Далее, используя условия равновесия всех внутренних усилий на горизонтальную ось, установим высоту сжатой зоны:

$$\text{при } Z^* = 0, \delta > 0; \omega_S = 1 \quad x_0 = \frac{A_S R_S}{b R_{\text{дл}}} \quad (18)$$

$$\text{при } Z^0 = 0, \delta = 0; \omega_S < 1 \quad x_1 = \frac{\omega_S A_{S0} R_S}{b R_{\text{дл}}} \quad (19)$$

$$\text{при } Z^0 > 0, \delta > 0; \omega_S < 1 \quad x = x_1 + Z^* + \frac{1}{2} \delta \quad (20)$$

Таким образом устанавливаем высоту сжатой зоны на каждом этапе повреждений балки. Далее приведем диаграмму силового деформирования бетона в цикле нагружение сжатием – разгрузка (рис. 4).

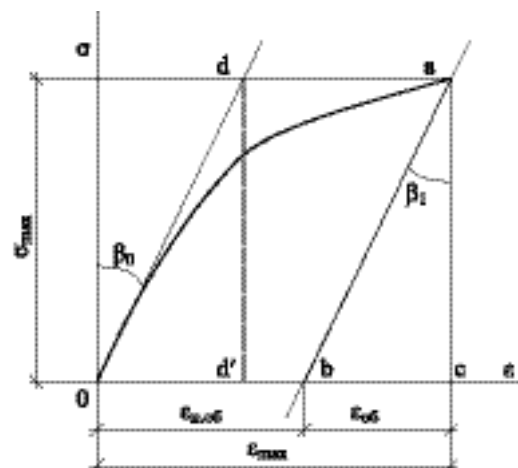


Рис. 4. Диаграмма силового деформирования бетона при однократном нагружении сжатием – разгрузкой

При рассмотрении использованы посылки: углы  $\angle \beta_0 = \angle \beta_1$ ; модульные линии  $od$  и  $ab$  параллельны друг другу.

Теперь (рис. 3 и 4) оценка изгибной жесткости (и отпорности) сечений железобетонной балки, отсчитываемые от оси  $V_0$  нулевых напряжений в координатах  $Z_0OV_0$  (вариант Б), может быть осуществлена в такой последовательности:

$$D^* = D_s^* + D_b^* \quad (21)$$

$$\text{где } D_s^* = \frac{\omega_S E_{S0} A_S}{\Psi_S} \quad (22)$$

$$D_b^* = \int_P^x E_{e, ep}(z) b(z) z_0^2 dz_0 + b \int_0^P E_{e, ep}(z_0) z_0^2 dz_0 \quad (23)$$

Причем, используя квазилинейную запись уравнения силового сопротивления [6], записываем

$$\varepsilon(z_0, t, t_0) = \frac{\sigma(z_0)}{E_{e, ep}^*(z_0)}; E_{e, ep}^*(z_0) = \frac{\sigma(z_0)}{\varepsilon(z_0, t, t_0)} \quad (24)$$

$$E_{e, ep}^*(z_0, t, t_0) = \frac{E_{e, ep, n}^*(t, t_0)}{S^\circ \left[ \frac{\sigma(z_0)}{R_{dl}} \right]} \quad (25)$$

$$E_{e, ep, n}^*(t, t_0) = \left[ \frac{1}{E_M^*} + F_0(t_0) C^*(t, t_0) \right]^{-1} \quad (26)$$

$$S^\circ(z_0) = 1 + \bar{C} \left[ \frac{\sigma(z_0)}{R_{dl}} \right]^{\bar{m}} \quad (27)$$

где  $b(z_0)$  - эквивалентная рабочая ширина поврежденного сечения;  $D^*$  - жесткость (или отпорность) поперечного сечения балки относительно оси  $V_0$ ;  $D_s^*$  - та же ее часть, обеспечиваемая арматурой;  $D_b^*$  - та же ее часть, обеспечиваемая сжатым бетоном;  $E_{e, ep}$  - временный модуль деформации;  $E_{e, ep, n}$  - то же, в линейной постановке;  $S^\circ$  - функция нелинейности [1,7], ( $\bar{C}$  и  $\bar{m}$  - параметры нелинейности, квазилинейного уровня силового сопротивления бетона [7];  $\sigma$  - действующее нормальное напряжение;  $R_{dl}$  - длительная прочность бетона [1];  $E_M^*(t)$  - начальный модуль мгновенных деформаций бетона;  $C^*(t, \alpha)$  - начальная мера ползучести [3];  $\Psi_S$  - коэффициент учета влияния бетона растянутой зоны на жесткость или отпорность [1];  $F_n$  - функция возраста деформации ползучести.

Принимая во внимание понятие жесткости и отпорности, а также исходя из эквивалентного приведения сжатой зоны (без утерянной площади) поперечного сечения, следуя признакам параллельности модульных линий нагружения и разгружения диаграммы деформирования бетона (рис. 4) и совмещая ось отсчета жесткости (и отпорности) с нулевой линией напряжений с помощью (25)-(27) выписываем<sup>3</sup>

<sup>3</sup> Запись нормальных напряжений  $\sigma$  может быть сделана в соответствии с любым известным предложением, например [1].

$$\bar{S}^0 = 1 + \bar{e} \left( \frac{\sigma}{R} \right)^{\bar{m}}; \bar{S}^0 = 1; \quad (28)$$

(знак  $\rightarrow$  означает нагружение, знак  $\leftarrow$  разгружение)

и далее для жесткости

$$D_{e, n}^* = E_{e, ep, n}(t, \alpha) \left[ \int_P^x \frac{b(z_0) z_0^2 dz_0}{S^0 \left[ \frac{\sigma(z_0)}{R_{dl}} \right]} + b \int_0^P \frac{z_0^2 dz_0}{S^0 \left[ \frac{\sigma(z_0)}{R_{dl}} \right]} \right] \quad (29)$$

для отпорности

$$D_{e, omn}^* = E_{e, ep, n} b \left[ \int_P^x z_0^2 dz_0 + \int_0^P z_0^2 dz_0 \right] = E_{e, ep, n} b \int_0^x z_0^2 dz_0 \quad (30)$$

При этом можно уточнить

$$E_{e, ep, n}(t, t_1) = \left[ \frac{1}{E_M^*(t)} + F_0(t_1) C^0(t, t_1) \right] \quad (31)$$

Переходя от определения жесткости и отпорности сечения к построению функции жесткости и отпорности балки, следует предварительно вычислить характеристики для дискретных сечений, построив искомую функцию. Однако такая методика оказывается очень трудоемкой. Сравнимыми по точности результаты дает применение зависимости [1]

$$\frac{1}{D^*} = \frac{1}{D_0^*} + \left( \frac{1}{D_{ep}^*} - \frac{1}{D_0^*} \right) \frac{M}{M_{np}^*} \quad (32)$$

где значки \* означают, что используемые величины относятся к поврежденным коррозией сечениям;  $M_{np}^*$  - предельный разрушающий момент поврежденного сечения.

Теперь, согласно (21)-(31), жесткость вычисляем по формулам

$$D_{e, omn}^* = E_{e, ep, n}(t, t_0) \left[ \int_P^x b(z_0) z_0^2 dz_0 + b \int_0^P z_0^2 dz_0 \right]; \quad (33)$$

$$D_{e, np}^* = \frac{E_{e, ep, n}(t, t_0)}{(1 + \bar{C})} \left[ \int_P^x b(z_0) z_0^2 dz_0 + b \int_0^P z_0^2 dz_0 \right]; \quad (34)$$

А отпорность находится в линейной постановке (21), (22), (31), (33).

В частности, для однопролетной шарнирно опертой балки пролета  $l$ , нагруженной равномерной нагрузкой  $q$ , получаем прогибы

$$U_{нагр} = \frac{5ql^4}{384 \bar{D}_0^*} + \frac{11}{7680} \left( \frac{1}{D_{np}^*} - \frac{1}{D_0^*} \right) q^2 l^6 \quad (35)$$

$$U_{\text{восстан}} = \frac{5ql^4}{384 \bar{D}_0^*} \quad (36)$$

Таким образом, невосстанавливаемая часть прогиба равна

$$\begin{aligned} \Delta U &\approx \frac{1}{700} \left( \frac{1}{\bar{D}_{np}^*} - \frac{1}{\bar{D}_0^*} \right) ql^2 M_{np}^* = \\ &= \frac{1}{700} \left( \frac{\bar{D}_0^*}{\bar{D}^*} - 1 \right) \frac{ql^2}{D_0^* \cdot M_{np}^*} \end{aligned} \quad (37)$$

Существенно, что снижение  $M_{np}^*$  и  $(D_{np}^*)$ , следующие за ростом глубины повреждения  $\delta$ , не только увеличивают невосстанавливаемую часть первоначального прогиба, но и за счет уменьшения рабочей площади сжатой зоны балки и моментного плеча силового сопротивления вызывают рост прогибов и,

следовательно, работы внешних сил, а также напряжений сжатия бетона. Последнее может привести как к лавинному развитию деформирования [3, 4, 5], так и к изменению структуры сооружения и даже к угрозе его живучести.

#### Библиографический список

1. **Бондаренко В.М.** Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. – Харьков: изд. ХГУ, 1968.
2. **Бондаренко В.М., Ягупов Б.А.** К вопросу о расчетной оценке ползучести бетона//Академия архитектуры и строительства. – № 3. – 2006.
3. **Бондаренко В.М., Карпенко Н.И.** Уровень напряженного состояния как фактор структурных изменений и реологического силового сопротивления// Академия архитектуры и строительства. – № 4. – 2007.
4. **Бондаренко В.М.** Феноменология кинетики повреждений бетона на железобетонных конструкциях, эксплуатируемых в агрессивной среде//Бетон и железобетон. – № 2. – 2008.
5. **Бондаренко В.М., Санжаровский Р.С.** Усиление железобетонных конструкций реконструированных зданий. – М.: Стройиздат, 1990.
6. **Рекомендации** по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций – М.: НИИЖБ, Стройиздат, 1988.

---

## НАШИ ЮБИЛЯРЫ

---

### А.Ф. МИЛОВАНОВУ – 85 лет



14 сентября 1923 г. в Москве родился **Милованов Анатолий Фёдорович**, один из основателей научной школы температуростойких железобетонных конструкций, доктор технических наук, профессор, дважды лауреат премии Совета Министров СССР, Почётный строитель России.

Он является крупнейшим специалистом в области надёжности и долговечности железобетонных конструкций, работающих в экстремальных температурновлажностных условиях среды.

После окончания в 1946 г. автодорожного института Анатолий Фёдорович, был направлен на работу в Союздорпроект. В 1950 г. он поступил в аспирантуру ЦНИПСа, которую окончил в 1953 г. и начал свою научную деятельность в должности и.о. младшего научного сотрудника. В 1959 г. возглавил лабораторию жаростойких бетонов и конструкций в НИИЖБе. В институте А.Ф. Милованов успешно ведёт научные исследования по развитию теории и методов расчёта и конструирования различных температуростойких железобетонных конструкций, работающих в условиях климатических и технологических температур и высокотемпературного огневого воздействия как при пожаре, так и после него. С 1960 г. он успешно трудился в Международной комиссии по огнестойкости железобетонных конструкций ФИП.

Результаты экспериментально-теоретических исследований по огнестойкости железобетонных конструкций, выполненных из лёгкого конструкционного керамзитобетона и из керамзитоперлитового бетона, из высокопрочного бетона и тяжёлого бетона, армированных термически упрочнённой арматурой, а также колонн под большие нагрузки и их стыков изложены в книге "Стойкость железобетонных конструкций при пожаре" (Москва, 1998).

Анализ работы железобетонных конструкций при воздействии температур до 2600°C приведён в книге "Высокотемпературный нагрев железобетонных перекрытий при аварии на Чернобыльской АЭС" (Энергоатомиздат, 2000). Изучены авария на IV-м

блоке, радиационная стойкость раствора, бетона, углеродистых сталей, взаимодействие расплава кориума с бетоном и высокотемпературная эрозия бетона. Приведён расчёт температур и прочности железобетонных перекрытий атомного реактора.

В научном пособии "Железобетонные температуростойкие конструкции" (2005) рассмотрено влияние климатических низких и высоких температур и технологических низких (до  $-196^{\circ}\text{C}$ ), повышенных (до  $200^{\circ}\text{C}$ ) и высоких – до  $1200^{\circ}\text{C}$  температур, влажности воздуха и горячей воды на физико-механические свойства бетона и арматуры, сцепление арматуры с бетоном. Приводятся практические рекомендации по расчёту и проектированию железобетонных конструкций, работающих в условиях холодного и жаркого климата, низких, повышенных и высоких температур, а также при пожаре и после него.

Даются предложения по расчёту прочности, образования и раскрытия трещин и деформаций при непродолжительном и продолжительном воздействиях нагрузки, температуры и влажности, а также огнестойкости при пожаре и огнестойкости после пожара железобетонных конструкций. Описана методика расчёта температурных усилий в статически неопределимых конструкциях. Анализируются потери предварительного напряжения в арматуре от воздействия высокой температуры, приводится определение температур в бетоне и арматуре при климатическом и технологическом нагреве и охлаждении, а также при огневом высокотемпературном нагреве при пожаре.

Кроме научно-исследовательской работы, А.Ф. Милованов занимается внедрением своих разработок в практику строительства. Он принимал участие в обследовании железобетонных конструкций после пожара высотного здания Дома Прави-

тельства, Телевизионной башни в Останкино. С учётом его предложений была оценена огнестойкость этих конструкций после пожара, даны рекомендации по их восстановлению, и они успешно эксплуатируются в настоящее время.

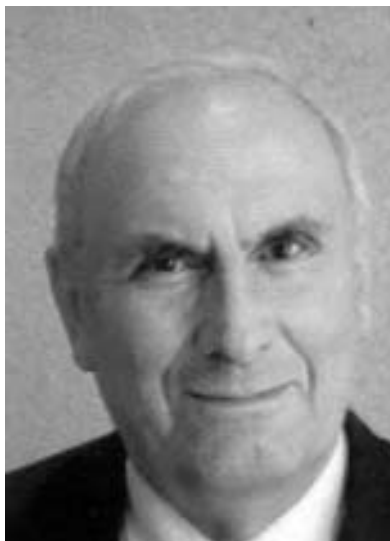
Предложенные им методика расчёта огнестойкости изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых железобетонных элементов, расчёт на поперечную силу и на местное сжатие в условиях неравномерного нагрева по высоте сечения элемента широко использовались при проектировании многофункциональных зданий и комплексов, а также при строительстве автодорожных и железнодорожных тоннелей и подземных гаражей третьего транспортного кольца и подземных коммуникаций в Москве. В стандарте организации СТО 36554501-006-2006 "Правила по обеспечению огнестойкости и огнестойкости железобетонных конструкций" и в Пособии к нему, выпущенному в 2008 г., подробно изложены основные положения расчёта огнестойкости и огнестойкости железобетонных конструкций и даны примеры их расчёта.

Проф. А.Ф. Милованов является автором более 250 научных трудов, книг, изобретений, СНиП, ГОСТов и Пособий. Под его руководством были защищены 42 кандидатские и 2 докторские диссертации. Его ученики успешно трудятся на всей территории бывшего Советского Союза. Имя учёного широко известно у нас в стране и за рубежом. За успешную работу он был награждён орденом "Дружбы народов", медалью "За трудовое отличие", юбилейными медалями "За доблестный труд" и "850 лет Москвы".

Поздравляя Анатолия Фёдоровича с юбилеем, желаем ему крепкого здоровья, счастья и новых творческих успехов.

**Коллектив сотрудников НИИЖБ**

## **К 75-летию С.А. МАДАТЯНА**



29 октября 2008 г. исполнилось 75 лет со дня рождения и 52 года научной деятельности **Сергея Ашотовича Мадатяна** – доктора технических наук, профессора, заслуженного строителя России, лауреата премии правительства России.

Юбиляр с отличием закончил МИСИ им.В.В.Куйбышева в 1956г. по специальности инженер-строитель путей сообщений. Еще в институте он занимался предварительно напряженным железобетоном, сделав дипломный проект "Мост через реку Оку из преднапряженного железобетона". В этом же году он поступил в Бюро технической помощи ЦНИИПСа, реорганизованного затем в ЦНИИОМТП, где занимался исследованиями, изготовлением и испытанием натуральных предварительно напряженных железобетонных конструкций. Среди них были подэс-

калаторные балки Московского метрополитена, строительные балки на объектах в г. Усолье-Сибирское, стропильные фермы в г. Темир-Тау, плиты перекрытий и другие изделия в Москве, Череповце, Воркуте.

В сентябре-ноябре 1957 г. впервые в мире он вместе с автором проекта Н.К. Янчуком построил и испытал жесткий железнодорожный путь на подъезде к Череповецкому меткомбинату из сплошных сборных железобетонных плит и подтвердил возможность полного перехода на такой путь вместо шпал и верхнего строения железнодорожного пути. Этот путь эксплуатировался 7 лет без ремонтов.

Исследуя технологию электротермического способа натяжения арматуры, он установил ранее неизвестный эффект положительного влияния кратковременного электронагрева на свойства арматурной стали. Это способствовало широкому применению в СССР такого простого способа предварительного напряжения и открыло возможность применения в данной технологии высокопрочной стержневой арматуры.

В 1961 г. по приглашению А.А. Гвоздева С.А. Мадатян перешел в лабораторию теории железобетона НИИЖБ, где начал работать над созданием и исследованием новых видов высокопрочной стержневой арматуры. В 1962г. он защитил диссертацию на соискание ученой степени кандидата технических наук на тему "Исследования свойств стержневой арматуры железобетонных конструкций и особенностей натяжения ее электротермическим способом".

При его активном участии были разработаны и внедрены в производство все виды горячекатаной стержневой арматуры, начиная от стали класса А-III (А400 марки 35ГС) до стали класса А-VI (А1000), а затем термомеханически упрочненная арматура классов Ат600 – Ат1200. Причем термин "термомеханически упрочненная арматура" также был предложен юбиляром, поскольку им было показано, что комплекс уникальных свойств проката обеспечивается за счет использования эффекта высокотемпературной термомеханической обработки (ВТМО).

С.А. Мадатян активно трудится в области теории железобетона. Его метод расчета сечений с учетом изменяющихся под воздействием предварительного напряжения и других факторов диаграмм растяжения и других свойств арматуры был представлен в его диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук, защищенной в 1980 г. на тему "Влияние предварительного напряжения на свойства высокопрочной стержневой арматурной стали и несущую способность изгибаемых железобетонных элементов", а также в ряде работ его самого и последователей его школы.

Основная концепция ученого заключается в создании таких материалов, которые под воздействи-

ем внешних нагрузок только повышают свои эксплуатационные свойства. Ярким примером такого материала является созданная под его научным руководством арматурная сталь класса А500С, объем применения которой в 2007 г. достиг в России почти 3 млн.т, или 51% всей арматурной стали. В настоящее время совместно с металлургами ОАО "Северсталь" и других предприятий ведется работа по созданию столь же надежной в эксплуатации стали следующего поколения – класса Ат600СК.

Вся разработанная в лаборатории арматуры сталь периодического профиля для обычного железобетона хорошо свариваемая. Тем не менее, в последнее десятилетие С.А. Мадатян активно пропагандирует и механические соединения арматуры, которые также широко начали применяться в России для арматуры диаметром 25-40 мм. Еще одним направлением его деятельности являются системы предварительного натяжения арматуры на бетон без сцепления, что обеспечивает значительную (в 2-3 раза) экономию стали в монолитном железобетоне и существенно повышает надежность зданий.

С.А. Мадатян активно сотрудничает с международными организациями. С 1969 г. он выступает постоянным членом комиссии по напрягаемой и обычной арматуре и системам преднапряжения ФИП, а затем ФИБ, являясь соисполнителем ряда международных документов.

Юбиляр постоянно работает над современными нормативными документами как по арматуре всех видов, так и по технологии предварительного напряжения и проектированию железобетона. Он участвовал в создании практически всех действующих стандартов и нормативных документов на стержневую арматуру и сейчас совместно с металлургами готовит российский стандарт на стабилизированные арматурные канаты.

Результаты многочисленных исследований опубликованы им в более чем 260 работах, включая 54 авторские свидетельства СССР и патенты России, и в 6 книгах, из которых важнейшие "Технология натяжения арматуры и несущая способность железобетонных конструкций". – М.: Стройиздат, 1980, 196 с. и "Арматура железобетонных конструкций". – М.: Воентехлит, 2000, 256 с.

Профессор С.А. Мадатян постоянно занимается преподавательской деятельностью, читая лекции для инженерно-технического персонала проектных и строительных организаций и обучая аспирантов. Всего под его научным руководством защищено 12 кандидатских и одна докторская диссертация. В настоящее время он руководит работами 6 аспирантов и соискателей.

Коллектив НИИЖБа им. А.А. Гвоздева желает Сергею Ашотовичу Мадатяну доброго здоровья и дальнейших успехов в его творческой работе.



**ПОЛИПЛАСТ**



**В ЛУЧШИХ  
БЕТОНАХ  
РОССИИ**

***[www.polyplast-un.ru](http://www.polyplast-un.ru)***

**КНИГА ОБ ОСВОЕНИИ ПОДЗЕМНОГО  
ПРОСТРАНСТВА**

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

В книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Представлены способы возведения подземных сооружений, их использование в разных странах и регионах. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

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

**КНИГА ОБ УСИЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ**

**Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами.** – М.: ОАО "Издательство Стройиздат", 2007. – 184 с.: ил.

Руководство по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Изложены основы проектирования и технологии внешнего армирования железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон. Даны основные положения по проектированию усиления изгибаемых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний.

Приведена технология усиления железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены вопросы качества выполнения работ, требования к исходным материалам и условиям проведения работ по усилению, а также требования по обязательному мониторингу усиливаемой конструкции. Проанализирован опыт работы по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Предназначено для инженерно-технических работников проектных и конструкторских организаций, занимающихся вопросами ремонта и реконструкции различных строительных объектов.

**КНИГА О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЗДАНИЙ И  
СООРУЖЕНИЙ**

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

В книге изложены основы проектирования и создания систем гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции.

Систематизированы и описаны опыт применения, новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ на подземных и заглубленных объектах строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ на различных объектах.

Книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта как инженерных, так и гражданских 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](mailto: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, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.С. Семченков (главный редактор), А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 26.11.08. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Адрес для писем:

111672, Москва, ул. Новокосинская, д. 14, корп. 2, кв. 172

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)

<http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. (495) 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9

109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40