

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### БЕТОНЫ

<i>САХАРОВ Г.П.</i> Экструдированный мелкозернистый бетон с повышенными качественными показателями .....	2
<i>ЧЕРНОУСОВ Н.Н., ЧЕРНОУСОВ Р.Н.</i> Изгибаемые сталефиброшлакобетонные элементы .....	7
<i>ОНОПРИЕНКО Н.Н., РАХИМБАЕВ Ш.М.</i> Регулирование структурообразования цементных систем добавками полимеров .....	11

### АРМАТУРА

<i>ДЬЯЧКОВ В.В.</i> Механические соединения арматуры класса А600С .....	14
---	----

### КОНСТРУКЦИИ

<i>ЛИТВИНЕНКО Д.В., СЕМЧЕНКОВ А.С., СОКОЛОВ А.А.</i> Эффективные составные перемычки для наружных стен из ячеистобетонных блоков .....	16
<i>ДАНЕЛЬ В.В., КУЗЬМЕНКО И.Н.</i> Напряженно-деформированное состояние платформенных стыков крупнопанельных зданий с учетом изгибающих моментов от плит перекрытий .....	19

### ТЕОРИЯ

<i>ЯГУПОВ Б., ИВАНОВ А.</i> К вопросу о силовом сопротивлении железобетона, поврежденного химкоррозией .....	22
--	----

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

<i>ГАРИБОВ Р.Б., ОВЧИННИКОВ И.И.</i> Моделирование проникания хлоридсодержащих сред в железобетонные конструктивные элементы .....	26
--	----

### НАШИ ЮБИЛЯРЫ

<i>КАРПЕНКО Н.И., ТРАВУШ В.И.</i> К 85-летию В.М. БОНДАРЕНКО ....	30
---	----

*Г.П. САХАРОВ, д-р техн. наук, проф., заслуженный деятель науки РФ*

## **ЭКСТРУДИРОВАННЫЙ МЕЛКОЗЕРНИСТЫЙ БЕТОН С ПОВЫШЕННЫМИ КАЧЕСТВЕННЫМИ ПОКАЗАТЕЛЯМИ**

Мелкозернистый бетон (МЗБ), как и тяжёлый бетон, широко применяется для изготовления сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций разного назначения. Этому способствует неограниченная сырьевая база местных природных песков и техногенных отходов (зол, шлаков, отсеков от дробления горных пород и обогащения полезных ископаемых); возможность эффективного перекачивания мелкозернистых бетонных смесей по трубам по вертикали и горизонтали на большие расстояния (что очень важно для высотного монолитного строительства); высокая однородность свойств, экологическое качество, повышенная трещиностойкость, меньшие плотность и стоимость [1-4].

Однако отсутствие крупного заполнителя при большой поверхности песка в мелкозернистом бетоне вызывает повышенный на 15...25 % расход цемента и воды и, как следствие, большую усадку и ползучесть, требующих для уменьшения их негативного влияния дополнительных и недешёвых мероприятий – механохимической активации, введения эффективных суперпластификаторов, высокодисперсных минеральных добавок и интенсивного уплотнения [1, 3, 5].

Большая поверхность мелких заполнителей, рассматриваемая обычно в качестве основной причины перечисленных недостатков мелкозернистых бетонов, при более глубоком анализе взаимодействия цементирующей связки с поверхностью этих заполнителей оказывается не столько деструктивно-избыточной, сколько энергетически недоиспользуемой при известных способах изготовления бетонных смесей. Большая удельная поверхность песка предопределяет наличие у него свободной поверхностной энергии, как и у цементных частиц, которая может быть использована для существенного уменьшения отмеченных недостатков мелкозернистого бетона за счет усиления адгезионного взаимодействия цементного (теста) камня с поверхностью песка.

Адгезионное взаимодействие цементного теста (камня) с поверхностью заполнителей зависит от многих факторов: химико-минерального состава и дисперсности контактирующих фаз; структуры и топологии поверхностного слоя заполнителей; адсорбции газовой фазы и различных дисперсных примесей на их поверхности; толщины водной или растворной прослойки между цементным (тестом) камнем и поверхностью заполнителей; толщины и прочности цементирующей прослойки между зёрнами заполнителей; температуры и влажности окружа-

ющей среды. При атмосферном давлении на поверхности частиц цемента и песка обычно адсорбируется до 5,3 % различных газов из воздуха ( $O_2$ ,  $N_2$ ,  $CO_2$ ). Присутствие их, а также утолщённых растворных плёнок препятствует сближению и образованию прочных контактов между частицами [6-8].

Имеющиеся исследования в этой области касаются в основном взаимодействия цементного (теста) камня с природными крупными заполнителями и минералами. Наблюдается большой разброс данных, особенно касающихся прямых измерений прочности сцепления контактирующих фаз. В убывающем порядке прочность сцепления цементного теста (камня) с природными заполнителями уменьшается в ряду: известняк, мрамор, гранит, песчаник, а в ряду минералов – полевые шпаты, кальцит, кварц, опал, халцедон и может составлять 30...60 % от прочности цементного камня на растяжение [9, 10].

Различие в структуре цементных бетонов на крупном и мелком заполнителях не позволяет полностью перенести установленные особенности контактного взаимодействия цементного (теста) камня с крупным заполнителем на взаимодействие с мелкими частицами песка природного или техногенного происхождения, тем более, что крупный заполнитель в тяжелом бетоне взаимодействует не с "чистым" цементным (тестом) камнем, как это представлено в проведенных исследованиях, а с цементно-песчаным раствором. Прямые же исследования и измерения прочности сцепления цементного (теста) камня с мелкими зёрнами заполнителей отсутствуют.

Важным фактором, влияющим на прочность сцепления цементного (теста) камня с поверхностным слоем заполнителей, является качество цементной прослойки между зёрнами заполнителей, зависящее от её толщины. Тонкая прослойка более однородна, в ней меньше дефектов, выше В/Ц и степень гидратации цемента, а также степень ориентации и кристаллизации портландита, этtringита и гидросиликатов кальция (CSH); выше вероятность возникновения водородных связей при дипольном взаимодействии молекул воды с полярной поверхностью кварцевого песка и частично химических связей с наиболее активными ее центрами, находящимися в местах дефектов кристаллической решетки кварца. Под влиянием высокого pH среды на поверхности частиц песка и цемента, кварц в этих местах растворяется и вступает во взаимодействие с портландитом с образованием волокнистых гидросиликатов кальция в

контактной зоне с цементным камнем, что и обеспечивает образование прочных контактов между ним и песком. Очевидно, что в толстой прослойке, особенно из цементно-песчаного раствора, будет больше пористость и, следовательно, меньше прочность и упорядоченность кристаллизации и ориентации гидратных соединений, меньше конденсационных контактов и их прочность. На адгезионное взаимодействие цементного (теста) камня с песком большое влияние оказывают адсорбированные на поверхности частиц песка и цемента молекулы воздуха, дисперсные примеси, а также водные и растворные плёнки.

Природные пески, как известно, содержат некоторое количество пылевидных примесей разного минерального состава: карбонатных, сульфатных, железистых, глинистых и других. Не всегда, однако, адсорбция примесей ослабляет прочность сцепления цементного (теста) камня с песком. В случае использования, например, микро- и ультрадисперсного кремнезёма примеси играют положительную роль, являясь центрами зародышеобразования, уплотнения и упрочнения структуры бетона. В большинстве же случаев загрязнённая поверхность заполнителей затрудняет образование прочных контактов между ними и связующими веществами.

Основными факторами, оказывающими решающее влияние на прочность сцепления (адгезионное взаимодействие) цементного (теста) камня с поверхностью заполнителей в бетоне, являются химико-минеральный состав, чистота и шероховатость поверхности заполнителей и плотность их контакта с цементным (тестом) камнем. Определить отдельно влияние каждого из них достаточно проблематично. Поэтому возникает задача выявить и количественно оценить их совокупное влияние на прочность и другие свойства бетона, т.е. ту долю его прочности и свойств, которая непосредственно приходится на адгезионное взаимодействие цементного камня с песком.

Для решения поставленной задачи в качестве стартовой основы в наших исследованиях применено экструдирование исходных смесей через отверстия мундштука экструдера. Последний может быть одно- или двухшнековым, одно- или двухкамерным с разноразмерными решетками мундштуков.

Под давлением, создаваемым вращающимся шнековым валом экструдера, из мелкозернистой бетонной смеси в момент её прохождения через отверстия мундштука отжимается часть воды и происходит максимальное сближение цементного теста с поверхностью песка. Под скользящим давлением с поверхности частиц цемента и песка вытесняются адсорбированный воздух и посторонние примеси, что улучшает гидрофилизацию и смачивание частиц, ускоряет их гидратацию, возникновение химических и других связей в контактной зоне под действием сил Ван-дер-Ваальса. Пропущенная через экструдер мелкозернистая бетонная смесь приобретает повышенную пластичность, однородность, подвижность и хорошую формуемость.

Для объективной количественной оценки интенсивности адгезионного взаимодействия цементного (теста) камня с песком в бетоне реализована методика, основанная на сравнительной оценке технологических и технических свойств мелкозернистых бетонов на рядовых материалах, строго одинаковых составов, В/Ц, условий твердения и методов испытания, изготовленных из бетонных смесей разного приготовления: в скоростной мешалке и экструдированных.

В исследованиях использованы рядовые сырьевые материалы: портландцемент класса 32,5; нормальная густота 26,6 %; тонкость помола – остаток на сите 008 – 1,9 %; кварцевый песок с модулем крупности 2,65; насыпная плотность 1,509 кг/м<sup>3</sup>; истинная – 2,65 кг/м<sup>3</sup>; пустотность – 0,431. В качестве суперпластификатора использовали добавку на основе сульфированных меламиннафталинформальдегидных соединений.

Составы бетонов на указанных материалах подобраны с соотношением цемент : песок (1:2; 1:2,5; 1:3) и В/Ц 0,5; 0,53; 0,56. Расход цемента в составах от 500 до 635 кг/м<sup>3</sup>. Изготовлено по 12 идентичных составов для 7 сроков испытаний (табл. 1, 2). На этих составах определены сравнительные показатели мелкозернистых бетонов – подвижность смесей (по расплыву на встряхивающем столике), влажность в естественном и сухом состояниях, прочность и однородность прочности на сжатие и изгиб, степень гидратации цемента и пористость бетонов, усадка и ползучесть.

Прочность мелкозернистых бетонов на сжатие и изгиб определяли на образцах 4x4x16 см в соответствии с требованиями ГОСТ 310.4-81; усадку и ползучесть – в соответствии с ГОСТ 24452-80 и 24544-81. Микроскопический анализ выполнен на сканирующем электронном микроскопе JEOL JSM 5910 LV (Япония); рентгенофазовый анализ – на германской установке ДТА Linseis L81. Продолжительность испытаний с целью достижения равновесного состояния изучаемых показателей бетонов и обеспечения их достоверности составляла 360 сут.

Подвижность мелкозернистых бетонных смесей резко возрастает при увеличении расхода цемента, В/Ц и введении суперпластификатора. Особенно это касается экструдированных смесей, подвижность которых оказывается больше эталонных на 10...12 и 13...15 % (соответственно без и с добавкой суперпластификатора). Этому способствует удаление с поверхности частиц цемента и песка адсорбированного воздуха и посторонних частиц, отжатие части свободной воды из экструдированной смеси, полная гидрофилизация и смачивание поверхности частиц, введение суперпластификатора и наличие клейкой гелеобразной цементной массы, образующейся в результате раздавливания и растирания увлажнённых цементных частиц при прохождении их в составе цементно-песчаной смеси через отверстия мундштука экструдера [11, 12].

## Прочность мелкозернистого бетона разного изготовления при изгибе

№	Вид бетона	Состав бетона Ц : П : В : Д	Прочность при изгибе через сут. МПа / %						
			3	7	14	21	28	180	360
1	Обычный МЗБ, уплотнённый вибрированием	1:3,0:0,50	6,3	7,1	7,6	7,9	8,0	8,6	8,8
2		1:3,0:0,53	5,9	6,8	7,3	7,6	7,8	8,3	8,6
3		1:3,0:0,56	5,6	6,6	7,0	7,2	7,3	8,0	8,2
4		1:2,5:0,50	6,4	7,2	7,8	8,1	8,2	8,8	9,0
5		1:2,5:0,53	5,9	6,9	7,4	7,7	7,8	8,4	8,7
6		1:2,5:0,56	5,7	6,6	7,0	7,4	7,4	8,2	8,4
7		1:2,0:0,50	6,4	7,3	7,9	8,2	8,3	8,8	9,1
8		1:2,0:0,53	6,1	7,0	7,4	7,8	8,0	8,5	8,7
9		1:2,0:0,56	5,8	6,7	7,2	7,6	7,7	8,3	8,5
10	То же, с добавкой суперпластификатора	1:3,0:0,50:0,008	7,0	7,6	8,1	8,4	8,5	9,0	9,2
11		1:3,0:0,53:0,008	6,5	7,2	7,7	8,1	8,2	8,7	8,9
12		1:3,0:0,56:0,008	6,0	6,9	7,5	7,7	7,8	8,4	8,6
13	МЗБ из экструдированных смесей, уплотнённых вибрированием	1:3,0:0,50	8,1/129	8,6/122	8,9/118	9,1/115	9,2/115	10,0/116	10,5/119
14		1:3,0:0,53	7,8/131	8,2/120	8,6/117	8,8/115	8,9/114	9,6/116	10,1/118
15		1:3,0:0,56	7,2/128	7,7/118	8,1/116	8,2/115	8,3/115	9,4/117	9,8/119
16		1:2,5:0,50	8,2/128	8,8/122	9,1/117	9,3/116	9,4/114	10,1/115	10,7/118
17		1:2,5:0,53	7,8/131	8,3/120	8,7/117	8,9/116	8,9/114	9,8/116	10,1/116
18		1:2,5:0,56	7,3/129	7,9/119	8,3/117	8,4/113	8,4/113	9,4/116	9,9/118
19		1:2,0:0,50	8,3/130	9,0/122	9,2/118	9,4/115	9,4/114	10,2/115	10,7/118
20		1:2,0:0,53	7,9/130	8,5/122	8,8/118	9,0/115	9,0/114	9,9/116	10,4/119
21		1:2,0:0,56	7,5/130	8,1/120	8,4/117	8,5/113	8,6/111	9,5/115	9,9/116
22	То же, с добавкой суперпластификатора	1:3,0:0,50:0,008	7,7/110	8,4/110	8,9/110	9,2/110	9,3/110	10,1/113	10,6/115
23		1:3,0:0,53:0,008	7,5/116	8,1/113	8,6/111	8,7/108	8,9/110	9,7/112	10,1/114
24		1:3,0:0,56:0,008	7,1/118	7,9/115	8,3/110	8,5/110	8,5/110	9,4/113	9,8/114

Примечание: за чертой – относительная прочность бетона из экструдированных смесей в %

Таблица 2

## Прочность мелкозернистого бетона разного изготовления при сжатии

№	Вид бетона	Состав бетона Ц : П : В : Д	Прочность при изгибе через сут. МПа / %						
			3	7	14	21	28	180	360
1	Обычный МЗБ, уплотнённый вибрированием	1:3,0:0,50	23,23	29,97	34,19	36,28	36,50	46,41	49,00
2		1:3,0:0,53	20,81	26,63	31,19	32,69	33,22	42,39	45,81
3		1:3,0:0,56	16,02	22,73	26,39	28,38	29,14	36,16	40,66
4		1:2,5:0,50	24,67	31,16	34,84	36,88	37,19	47,00	50,31
5		1:2,5:0,53	20,97	27,42	32,14	33,55	34,17	43,25	46,59
6		1:2,5:0,56	17,30	23,92	27,41	30,00	30,08	39,88	42,30
7		1:2,0:0,50	24,88	31,67	35,69	37,88	38,42	49,20	51,59
8		1:2,0:0,53	22,63	28,45	32,28	34,06	35,14	44,09	47,19
9		1:2,0:0,56	18,44	25,94	29,56	31,53	32,42	41,39	44,63
10	То же, с добавкой суперпластификатора	1:3,0:0,50:0,008	26,19	33,09	37,13	40,09	40,38	49,55	54,25
11		1:3,0:0,53:0,008	24,44	29,47	33,94	35,58	35,75	44,81	48,31
12		1:3,0:0,56:0,008	19,69	26,19	31,31	31,89	32,50	43,30	45,39
13	МЗБ из экструдированных смесей, уплотнённых вибрированием	1:3,0:0,50	32,3/139	40,0/133	45,6/133	46,3/128	47,6/130	54,9/118	58,3/119
14		1:3,0:0,53	28,4/137	37,0/139	41,6/133	43,8/134	44,2/133	50,8/120	53,8/117
15		1:3,0:0,56	24,6/154	31,2/137	37,1/140	39,2/138	39,4/135	45,6/124	48,4/119
16		1:2,5:0,50	34,9/141	42,0/135	46,7/134	47,2/128	48,2/130	56,1/119	59,6/119
17		1:2,5:0,53	30,2/144	38,6/141	42,7/133	44,4/132	45,0/132	51,4/119	55,2/118
18		1:2,5:0,56	25,8/149	34,2/143	39,5/144	41,5/138	41,6/138	47,8/120	50,2/119
19		1:2,0:0,50	35,8/144	43,3/137	47,1/132	48,7/129	50,1/130	57,1/116	60,1/117
20		1:2,0:0,53	30,8/136	39,8/140	44,4/138	45,7/134	47,0/134	52,6/119	56,1/119
21		1:2,0:0,56	28,0/152	36,5/141	41,3/140	43,1/137	43,2/133	49,2/119	52,0/117
22	То же, с добавкой суперпластификатора	1:3,0:0,50:0,008	35,4/135	43,0/130	47,3/127	48,6/121	48,7/121	57,8/117	62,3/115
23		1:3,0:0,53:0,008	32,1/131	41,0/139	44,3/131	45,7/128	45,8/128	50,5/113	55,5/115
24		1:3,0:0,56:0,008	28,8/147	37,6/143	41,7/133	43,5/136	44,3/136	49,0/113	53,2/117

Примечание: за чертой – относительная прочность бетона из экструдированных смесей в %

На изготовленных образцах МЗБ изучали кинетику изменения их влажности и плотности в течение года. Влажность их достаточно однообразно изменялась от 6,1...9,7 % в 3-суточном возрасте до 3,2...4 %

в конце года у эталонного бетона и от 5,6...9 % до 3,1...4 % соответственно – у бетона из экструдированных смесей. Средняя плотность в тот же период изменялась от 2239...2295 во влажном состоянии до

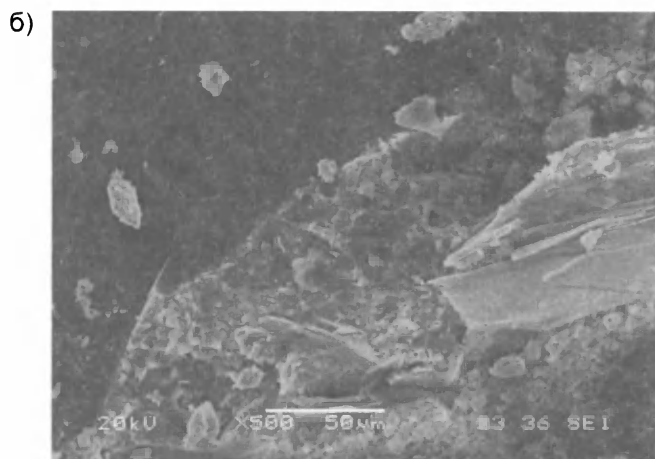
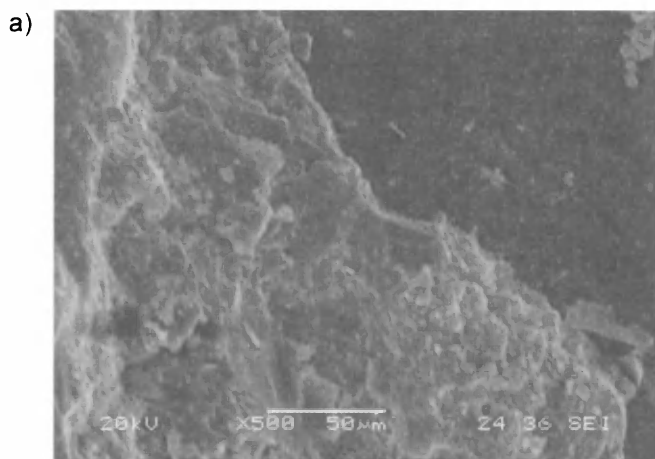


Рис. 1. Микроструктура контактной зоны цементного камня с зёрнами песка мелкозернистых бетонов состава 1:2,5:0,53 (Ц:П:В)

а - эталонный; б - из экструдированной смеси (x 500)

2100...2130 кг/м<sup>3</sup> – в сухом с небольшим (до 1%) превышением её у бетона из экструдированных смесей.

На тех же образцах в аналогичные сроки определяли прочность и однородность прочности МЗБ на сжатие и изгиб. До испытания образцы твердели в нормальных условиях. Во все сроки испытаний прочность МЗБ из экструдированных смесей, как видно из данных табл. 1 и 2, превышает прочность эталонного бетона (принятую за 100 %), независимо от составов и В/Ц, на одну и ту же величину. Это превышение, близкое в каждом сроке испытания, постепенно уменьшается во времени и стабилизируется через год на уровне примерно 18...19 %. Превышение неодинаково для прочности бетона на изгиб и сжатие, а также в промежуточные сроки. Наибольших значений, особенно для экструдированных МЗБ, оно достигает в начальные сроки, что свидетельствует о значительном ускорении твёрдения бетона из экструдированных смесей. Через 3 сут прочность бетона из экструдированных смесей на сжатие превышает прочность эталонного на 44 %, а через 28 сут – на 32 %. В те же сроки на изгиб – на 30 и 14 % соответственно. Несколько меньшее превышение прочности МЗБ из экструдированных смесей над эталонным наблюдается при введении суперпластификатора, которое в те же сроки составляет 38 и 28 % на сжатие и 15 и 10 % – на изгиб, что связано с замедлением гидратации цемента вследствие адсорбции суперпластификатора на цементных частицах.

Устойчивый характер превышения прочности мелкозернистого бетона из экструдированных смесей над эталонным во все сроки испытаний подтверждается высокой однородностью его прочности во времени. При общем малом (менее 5 %) коэффициенте вариации прочности обоих бетонов на изгиб и сжатие значение его у бетона из экструдированных смесей оказывается на 13...14,5 % меньше, чем у эталонного, что свидетельствует о его повышенной однородности.

Одинаковое превышение (приращение) прочности бетона из экструдированных смесей над соответствующим уровнем эталонного в каждом сроке испы-

таний независимо от состава бетона и В/Ц однообразно и устойчиво отражает проявление эффекта повышенного адгезионного взаимодействия цементного камня с поверхностью песка. Количественное значение этого превышения может рассматриваться в качестве оценочного критерия интенсивности адгезионного взаимодействия цементного (теста) камня с песком.

Микроскопический, рентгенофазовый и термографический анализы также подтверждают конструктивный характер экструдирования исходных мелкозернистых бетонных смесей.

Во все сроки испытаний на образцах эталонного мелкозернистого бетона прослеживается неплотный контакт цементного камня с поверхностью песка. Контактная зона бетона из экструдированной смеси разрывов не имеет (рис.1).

Данные рентгенофазового анализа свидетельствуют о повышенном содержании в контактной зоне экструдированного МЗБ портландита, этtringита, моносульфата, гидроалюминатов и гидросиликатов кальция. Относительное их содержание в разные сроки твердения меняется. Содержание портландита, например, в 28 сут превышало его в эталоне на 22,3 %, а в 180 сут на 32,1 %; гидросиликатов кальция на 15 и 26 % соответственно. Во все сроки твердения содержание алита в бетоне из экструдированных смесей меньше, чем в эталонном: на 16,2 % в 28 сут и на 4,5...5 % в 180 и 360 сут, что хорошо согласуется со степенью гидратации цемента в эти сроки.

Термограммы подтверждают состав продуктов твердения, обнаруженных рентгеноанализом. Они содержат три эндотермических эффекта: 120...150 °С соответствует удалению адсорбированной и кристаллизационной воды из гидратных соединений; 480...510 °С обусловлен дегидратацией портландита, 780...800 °С – диссоциацией кальцита и некоторых гидросиликатов кальция.

Особенности МЗБ из экструдированных смесей проявляются в структуре его пористости. Общая пористость его во все сроки твердения на 2...3 % мень-

ше, чем эталонного; капиллярная в те же сроки – на 7...15 % и тем меньше, чем выше степень гидратации цемента, В/Ц и меньше расход цемента. Пропорционально степени гидратации цемента возрастает гелево-концентрационная пористость экструдированного МЗБ. Примечательно, что при практически одинаковой пористости и степени гидратации цемента сравниваемых бетонов в равновесном состоянии в возрасте 360 сут прочность экструдированного МЗБ идентичных составов оказывается на 18...20 % больше обычного (эталонного), что объясняется повышенной прочностью сцепления цементного камня с песком.

Повышенная прочность сцепления цементного камня с поверхностью песка в бетоне, изготовленном из экструдированных смесей, резко снижает деформации усадки и ползучести мелкозернистого бетона, определённые в соответствии с ГОСТ 24544-81. Из рис. 2 видно, что в ранние сроки (до 3 сут) деформации его усадки на 64...75 % меньше усадки эталонного. В дальнейшем это различие постепенно уменьшается, и после 28 сут вплоть до стабилизации усадки оно не превышает 12...14 %. Предельные деформации усадки и ползучести в возрасте 360 сут практически совпадают с их расчётными значениями, определёнными по методике указанного стандарта.

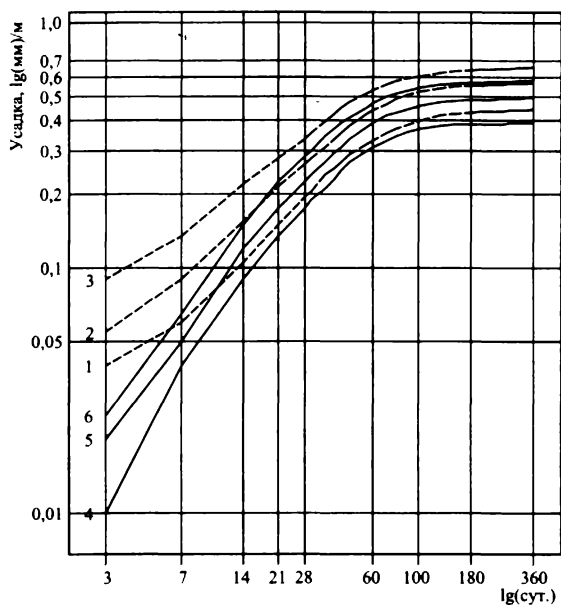


Рис. 2. Деформации усадки мелкозернистого бетона разных составов (Ц:П:В) 1:2,5:0,5; 1:2,5:0,53; 1:2,5:0,56

1,2,3 - обычного; 4,5,6 - из экструдированных смесей

На рис. 3, 4 представлены относительные деформации и мера ползучести сравниваемых мелкозернистых бетонов, определенные параллельно с усадкой на образцах 7x7x28 см при нагрузке 0,3  $R_{np}$ . Наблюдается большое различие между ними. В состоянии затухания относительная деформация ползучести мелкозернистого бетона из экструдированных смесей оказывается на 60% меньше эталонного (рис.3), а мера ползучести  $[\epsilon_n(t)/0,3R_{np}]$  – в 2,5 раза (рис.4).

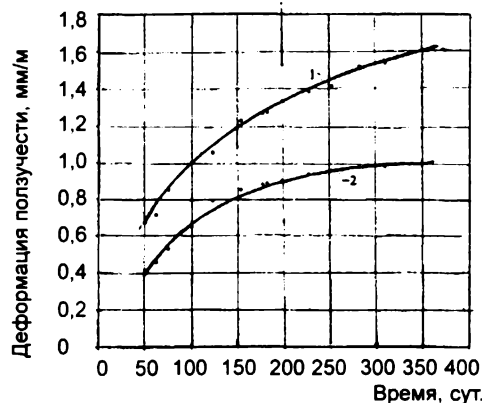


Рис. 3. Относительные деформации ползучести мелкозернистого бетона состава 1:2,5:0,53 (Ц:П:В)

1-обычного; 2-из экструдированной смеси

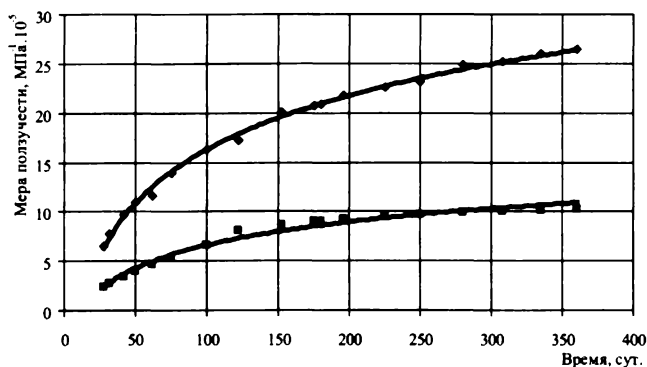


Рис. 4. Удельные относительные деформации ползучести (мера ползучести) мелкозернистых бетонов

1- обычного; 2 - из экструдированной смеси

Деформации усадки и ползучести бетона проявляются одновременно. Усадка имеет объёмный характер, ползучесть же развивается преимущественно в направлении действия нагрузки. При сжимающей нагрузке усадка ускоряется, при растягивающей наоборот замедляется. В работе усадка определялась на образцах без нагрузки. Ползучесть повышает трещиностойкость, но снижает жёсткость и преднапряжение железобетонных конструкций. Жёсткость бетонных и железобетонных конструкций зависит от многих факторов: модуля упругости и предельной растяжимости бетона, предельных деформаций усадки и ползучести, соотношения скоростей их развития, условий твердения и эксплуатации.

Трещиностойкость сравниваемых мелкозернистых бетонов с достаточной объективностью может быть оценена по значениям модуля их упругости, предельной растяжимости и соотношению деформаций усадки и ползучести за продолжительное время. Модуль упругости мелкозернистого бетона из экструдированных смесей по результатам испытаний оказывается на 66% выше эталонного (72,6 и 43,7 МПа соответственно), предельная растяжимость в проектном возрасте на 15% меньше (0,265 и 0,225 мм/м соответственно), скорость развития деформаций ползучести во все сроки испытаний в 2 и более раз превышает скорость развития деформаций усадки обо-

их видов бетона. Поэтому возникающие при усадке растягивающие напряжения будут успевать релаксировать до неопасных значений, меньших предела прочности обоих видов бетона на растяжение, и трещины возникать не будут.

Если нагрузочный уровень для определения ползучести  $0,3R_{np}$  уменьшить в 1,5...2 раза, при котором он будет соответствовать временному сопротивлению мелкозернистых бетонов на растяжение, то скорость деформаций ползучести пропорционально также уменьшится, оставаясь всё равно выше скорости деформаций усадки. Представляется достаточно очевидным, что скорость деформаций ползучести при прямом растяжении бетона будет выше, чем при сжатии, а деформации усадки меньше. Таким образом, совместное рассмотрение развития деформаций усадки и ползучести мелкозернистых бетонов во времени позволяет сделать заключение о достаточной их трещиностойкости. Однако повышенная деформация ползучести и скорость её развития обычного мелкозернистого бетона снижает жесткость изделий, вызывая недопустимые прогибы и потерю напряжений в арматуре и бетоне изгибаемых преднапряженных конструкций. Мелкозернистый бетон из экструдированных смесей имеет в 1,7 раза больший модуль упругости, на 12...13 и 38...40 % меньшие предельные значения относительных деформаций усадки и ползучести соответственно, что обеспечивает необходимую жесткость и трещиностойкость изделиям на его основе.

Повышенные качественные показатели мелкозернистого бетона из экструдированных смесей на рядовых материалах, составах и пониженном расходе цемента открывают, таким образом, дополни-

тельные возможности эффективного использования такого бетона в строительстве.

## Библиографический список

1. **Баженов Ю.М. и др.** Мелкозернистые бетоны. Учеб. пособие/Ю.М.Баженов, У.Х.Магдеев, Л.А.Алимов, В.В. Воронин, Л.Б.Гольденберг.-М.: АСВ.-1998.-148с.
2. **Голиков В.Г., Лесовик Р.В., Ворсина М.С.** Мелкозернистый бетон для малых архитектурных форм // Строительные материалы. - 2005. - № 11. - с. 40-41.
3. **Лесовик Р.В.** К проблеме использования техногенных песков для производства мелкозернистых бетонов и изделий на их основе. // Строительные материалы. - 2007. - № 9/ наука. - №10. - с.13 - 15.
4. **Ферронская А.В., Кожиев С.В.** Высококачественный мелкозернистый бетон для дорожных покрытий // Строительные материалы. - 2005. - № 4. - с. 58-59.
5. **Баженов Ю.М.** Технология бетона. - АСВ, 2003. - 501 с.
6. **Каримов И.Ш.** Прочность сцепления цементного камня с заполнителями в бетоне и факторы, влияющие на неё ( обзор)// Технология бетонов. - 2010, № 1, 2. - с. 23 -26.
7. **Чаус К.В.** Мелкозернистые вакуумбетоны //Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2004. - № 12. - с. 18 - 19.
8. **Ярлушкина С.Х.** Физико-химические процессы и их роль в формировании прочности цементного камня с заполнителями/ Структурообразование бетонов и физико-химические методы его исследования: Сб. трудов НИИЖБ, М.: 1980. - с. 60 -69.
9. **Bertacchi P.** Adherence Entre Aggregate et Ciment et sijn Influence sur les Carac teristiques des Betons.// Rev. des Mater. de Const.- 1970. - № 659 - 660. - pp. 243-249.
10. **Чеховский Ю.В., Спицын А.Н., Кардаш Ю.А. и др.** Исследование контактной зоны цементного камня с крупным заполнителем // Коллоид. ж. - 1988. - № 6. - с. 1216 -1218.
11. **Сахаров Г.П., Чан Минь Дык.** Повышение свойств мелкозернистого бетона экструдированием исходных смесей // Бетон и железобетон. - 2009. -№ 1. - с. 6 - 8.
12. **Волженский А.В., Гайсинский Н.Е., Абашкина В.Ф.** Влияние обработки в бегунах цементных растворов и бетонов на скорость их твердения // Материалы и конструкции в современной архитектуре / Тр.АСиА, 1949. - с.100-107.

*Н.Н. ЧЕРНОУСОВ, канд. техн. наук, доц., Р.Н. ЧЕРНОУСОВ, инж. (Липецкий государственный технический ун-т)*

## ИЗГИБАЕМЫЕ СТАЛЕФИБРОШЛАКОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расширение применения железобетонных конструкций из бетонов, позволяющих использовать для их производства вторичные отходы различных отраслей промышленности и местные заполнители, способствует экономичному потреблению материальных и энергетических ресурсов, снижению стоимости и трудоемкости технологических процессов. К таким бетонам, в частности, относится шлакобетон на основе литого шлакового щебня (ЛШЩ) и мелкозернистый шлакобетон на основе отсева от его дробления [1]. Экономическая эффективность этих конструкций может повыситься, если использовать в строительных элементах в качестве заполнителя отсев от дробления ЛШЩ (фракция 0...5 мм) доменного производства НЛМК с одновременным введением дисперсного армирования в виде отрезков стальной проволоки.

Результаты исследований действительной работы изгибаемых элементов из мелкозернистого сталефиброшлакобетона (СФШБ) найдут свое применение при проектировании конструкций на его основе различных сооружений, мостов, покрытий автомобильных дорог, аэродромов и других специальных сооружений, к которым предъявляются особые требования по экономичности, надежности и долговечности.

Заводской состав №1 бетона класса В20 на основе ЛШЩ предприятия ОАО "Завод железобетон" г. Липецка для производства несущих конструкций (в частности, перемычек брусовых серии 1.038.1-1) и опытный состав №2 мелкозернистой бетонной матрицы для СФШБ приведены в табл. 1.

Таблица 1

Составы бетона на основе ЛШЩ и отсева от его дробления

№ п/п	Компонент	Расход компонентов, кг/м <sup>3</sup> , составов	
		№1	№2
1	Шлакопортландцемент М400	328	531
2	Литой шлаковый щебень (фр. 5-20 мм)	1030	–
3	Отсев от дробления ЛШЩ (фр. 0-5мм)	–	1423
4	Песок (карьерный)	700	–
5	Добавка "Универсал П-2"	19	30,6
6	Вода	170	224

В качестве дисперсного армирования использовали фибры (рис. 1), рубленные из стальной проволоки диаметром 0,8 мм, длиной 60 мм ( $R_f = 1100$  МПа;  $E_f = 1,95 \times 10^5$  МПа).

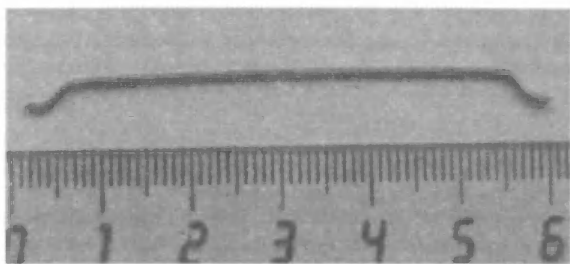


Рис. 1. Фибра из проволоки

Исследования проводили на образцах-балках (рис. 2), состоящих из двух серий, отличающихся одна от другой характером армирования (1-я серия: балка марки БШ-1 на типовом заводском составе №1 и балка марки БО-1 на составе №2; 2-я серия: балки марок ФБО-1-0,5, ФБО-1-1,0 и ФБО-1-1,5 с дисперсным армированием по объему  $\mu = 0,5, 1,0$  и 1,5% соответственно). При этом изучали влияние дисперсного армирования на прочность, жесткость и трещиностойкость сталефибробетонных балок, в которых используется состав на основе отсева от дробления ЛШЩ (состав №2).

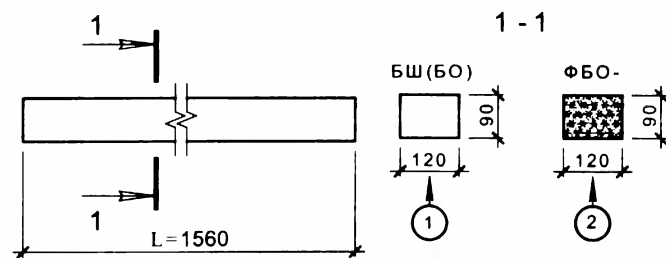


Рис. 2. Поперечные сечения изгибаемых элементов балок

Образцы-балки готовили в инвентарных формах для производства перемычек серии 1.038.1-1. За прототип взята перемычка 8ПБ16-1П.

Бетон балок марок БШ и БО, а также фибробетон балок серии ФБО укладывали в металлические формы на полигоне предприятия ОАО "Завод железобетон" в июле 2007 г., вибрирование осуществляли на

заводской виброплощадке. После пропарки на вторые сутки опалубку разбирали, и образцы в течение 60 сут находились на открытом воздухе. В дальнейшем их переправляли в лабораторию кафедры сопротивления материалов Липецкого государственного технического университета. После выдержки в течение 2,5 лет (для исключения влияния усадки на обработку результатов) балки в 2010 г. были испытаны на действие кратковременной нагрузки.

Физико-механические характеристики бетона опытных серий определяли на кубах с ребром 10 и 15 см, а также на реальных образцах-фрагментах, выпиленных из балок; призмную прочность и модуль упругости – испытанием призм размером 10x10x40 см; прочность на растяжение оценивали методом расклинивания [2].

Основные физико-механические свойства бетона образцов балок на момент их испытания приведены в табл. 2.

Таблица 2

Составы бетона-матрицы	Марка образца	Прочность бетона, МПа, при		Начальный модуль упругости $E_g$ , МПа · 10 <sup>-3</sup>
		сжатию	растяжению	
1	БШ-1	29,5	0,95	22,7
2	БО-1	37,3	1,12	26,4
2	ФБО-1-0,5	41,8	1,8	27,5
2	ФБО-1-1,0	43,9	2,36	28,2
2	ФБО-1-1,5	48,2	2,79	28,7

Балки нагружались на прессе ИП-100 в специально разработанной оснастке (рис. 3, 4).

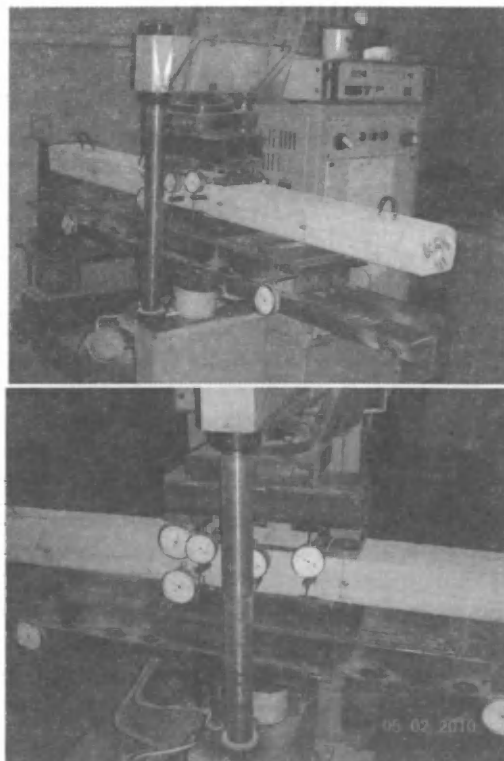


Рис. 3. Общий вид испытаний балки



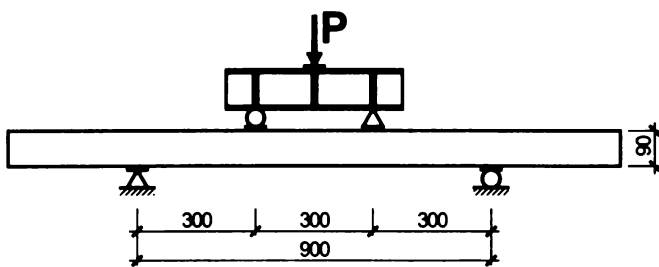


Рис. 4. Схема приложения нагрузки к опытным балкам

В процессе испытаний измеряли деформации бетона в растянутой и сжатой зонах, ширину раскрытия трещин, прогибы балок и осадку опор. Деформации измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм ( база 200 мм). Прогибы балок измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм (рис. 5).

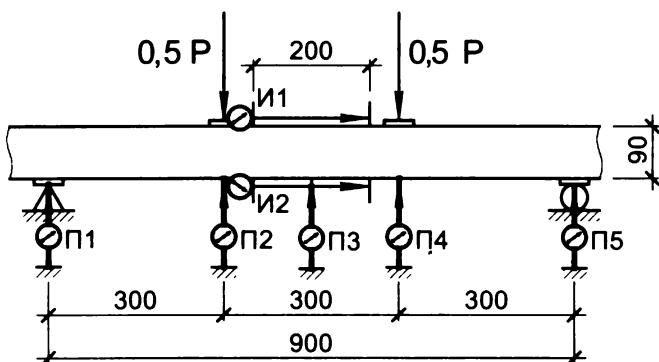


Рис. 5. Схема размещения измерительных приборов на балках

П1...П5 - прогибомеры ( индикаторы с ценой деления 0,01 мм); И1, И2 - индикаторы с ценой деления 0,001 мм ( база измерений 200 мм)

Прогибы опытных балок от действия кратковременной нагрузки определяли двумя способами:

- непосредственным замером при помощи индикаторов-прогибомеров (см. рис.5);
- используя опытное значение кривизны в середине пролета балки по формуле:

$$f = m \left( \frac{1}{r} \right)_{tot} \cdot l^2 = m \left( \frac{\varepsilon_{br} - \varepsilon_{bc}}{h} \right)_{tot} \cdot l^2, \quad (1)$$

где  $m$  - коэффициент, зависящий от условий опирания и схемы загрузки, принятый в нашем случае 0,106;  $l = 900$  мм - пролет балки;  $h = 90$  мм - высота сечения балки;  $\varepsilon_{br}$  и  $\varepsilon_{bc}$  - относительные деформации на уровне растянутой и сжатой грани сечения.

Характер изменения фибровых деформаций ( $\varepsilon_{br}$  и  $\varepsilon_{bc}$ ), замеренных с помощью индикаторов И1, И2, и прогибов балок при воздействии внешней нагрузки показывают хорошую сходимость при определении прогибов обоими способами.

Результаты испытания опытных балок приведены на рис. 6 и 7.

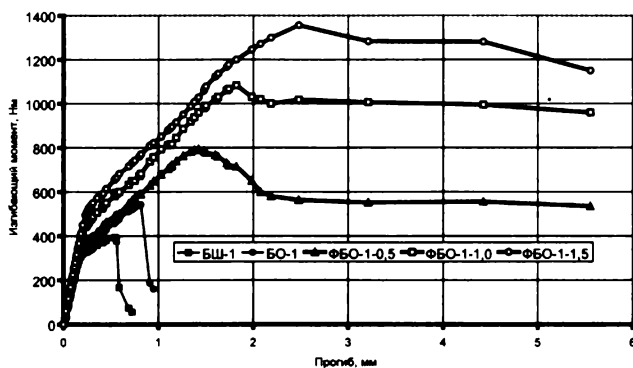


Рис. 6. Зависимость прогиба балок из СФШБ от нагрузки

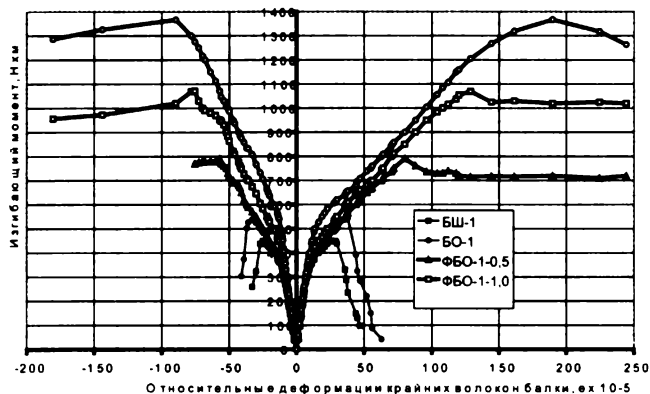


Рис. 7. Деформативность балок из СФШБ при воздействии нагрузки

Расчетное значение прогиба изгибаемых элементов из СФШБ от кратковременных нагрузок без трещин в растянутой зоне определяли по формуле:

$$f = m \left( \frac{1}{r} \right)_{tot} \cdot l^2 = m \left( \frac{M}{B_{f1}} \right) \cdot l^2, \quad (2)$$

где  $M$  - момент от внешней нагрузки;  $B_{f1}$  - жесткость сталефибробетонного элемента при кратковременном действии нагрузки до образования нормальных трещин, рассчитывали по формуле:

$$B_{f1} = 0,85 \cdot E_{fb} \cdot I_{f,red}, \quad (3)$$

Расчетное значение начального модуля упругости СФШБ ( $E_{fb}$ ) определяли по формуле (5.4) [3]:

$$E_{fb} = E \cdot (1 - \mu_{fv}) + E_f \cdot \mu_{fv} \quad (4)$$

Момент инерции сталефибробетонного сечения, приведенного к бетонному относительно его центра тяжести ( $I_{f,red}$ ), находили по формуле:

$$I_{f,red} = I_b \cdot \left( 1 + \frac{E_f}{E_b} \cdot \mu_{fv} \cdot k_{or}^2 \right), \quad (5)$$

где  $k_{or}$  - коэффициент ориентации, учитывающий ориентацию фибр в объеме элемента в зависимости от соотношения размеров сечения элемента и длины фибры, принимаемый по таблице 4.1[3] ( в нашем случае  $k_{or} = 0,69$ );  $\mu_{fv}$  - коэффициент фибрового армирования по объему.

## Сравнение расчетных и опытных прогибов балок

Изгибающий момент, Н·м	Прогибы в балках от действия внешней кратковременной нагрузки, мм								
	Балка ФБО-1-0,5			Балка ФБО-1-1,0			Балка ФБО-1-1,5		
	$f_{\text{пыт}}$	$f_{\text{расч}}$	$f_{\text{пыт}}/f_{\text{расч}}$	$f_{\text{пыт}}$	$f_{\text{расч}}$	$f_{\text{пыт}}/f_{\text{расч}}$	$f_{\text{пыт}}$	$f_{\text{расч}}$	$f_{\text{пыт}}/f_{\text{расч}}$
100	0,052	0,050	1,04	0,047	0,048	0,98	0,043	0,045	0,96
200	0,098	0,100	0,98	0,093	0,095	0,98	0,087	0,091	0,96
300	0,154	0,150	1,03	0,140	0,143	0,98	0,133	0,136	0,98
$M_{\text{crc}} = 320$	0,163	0,160	1,02	0,150	0,153	0,98	0,142	0,146	0,97
400	0,320	0,360	0,89	0,192	0,191	1,01	0,180	0,182	0,99
$M_{\text{crc}} = 415$	–	–	–	0,202	0,198	1,02	0,187	0,189	0,99
$M_{\text{crc}} = 496$	–	–	–	–	–	–	0,232	0,226	1,03
500	0,590	0,610	0,97	0,340	0,400	0,85	0,238	0,235	1,01
600	0,838	0,860	0,97	0,590	0,639	0,92	0,430	0,462	0,93
700	1,090	1,109	0,98	0,850	0,877	0,97	0,640	0,690	0,93
$M_{\text{ult}} = 796$	1,423	1,350	1,05	1,040	1,106	0,94	0,880	0,908	0,97
800	–	–	–	1,052	1,115	0,94	0,890	0,917	0,97
900	–	–	–	1,300	1,391	0,93	1,155	1,145	1,01
1000	–	–	–	1,535	1,592	0,96	1,365	1,372	0,99
$M_{\text{ult}} = 1085$	–	–	–	1,821	1,794	1,02	1,500	1,566	0,96
1100	–	–	–	–	–	–	1,550	1,600	0,97
1200	–	–	–	–	–	–	1,820	1,827	1,00
1300	–	–	–	–	–	–	2,180	2,055	1,06
$M_{\text{ult}} = 1367$	–	–	–	–	–	–	2,470	2,207	1,12

Расчетное значение прогиба изгибаемых элементов из СФШБ от кратковременных нагрузок с трещинами в растянутой зоне определяли по формуле:

$$f = m \cdot \left( \frac{M_{\text{crc}}}{B_{f1}} + \frac{M - M_{\text{crc}}}{B_{f3}} \right) \cdot l^2, \quad (6)$$

где  $M$  - момент от внешней нагрузки;  $M_{\text{crc}}$  - момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин;  $B_{f3}$  - жесткости элементов, учитывающие быстроснатекающую ползучесть бетона, определяемые в наших опытах по формуле:

$$B_{f1} = 0,17 \cdot E_{fb} \cdot I_{f,red} \quad (7)$$

Сравнение опытных (1) значений прогибов балок с расчетными без трещин (2) и с трещинами (6) в растянутой зоне приведено в табл. 3.

Опытные значения предельного изгибающего момента  $M_{\text{ult}}$  сравнивали с расчетными с учетом рекомендаций [3], определяемыми по формуле:

$$M_{\text{ult}} = \frac{R_{fb} \cdot R_{fbt} \cdot b \cdot h^2}{2(R_{fb} + R_{fbt})}, \quad (8)$$

где  $R_{fb}$  и  $R_{fbt}$  - расчетные сопротивления сталефибробетона сжатию и растяжению, соответственно.

Величину  $R_{fb}$  в наших опытах определяли по формуле 6.8[3]:

$$R_{fb} = R_b + (k_n^2 \cdot \varphi_f \cdot \mu_{fv} \cdot R_f), \quad (9)$$

где  $R_b$  - сопротивление осевому сжатию бетона-матрицы ( в нашем случае  $R_b = 37,3$  МПа);  $R_f$  - сопротивление фибровой арматуры растяжению ( в нашем случае  $R_f = 1100$  МПа );  $k_n$  - коэффициент, учитывающий работу фибр в сечении, перпендикулярном направлению внешнего сжимающего усилия и принимаемый по таблице 6.2 [3] ( в нашем случае  $k_n = 0,399$ );  $\varphi_f$  - коэффициент эффективности косвенного армирования фибрами [3].

Сравнение расчетных ( $R_{fb1}$ ) и опытных ( $R_{fb2}$ ) значений прочности осевому сжатию СФШБ приведено в табл. 4.

Таблица 4

## Анализ расчетных сопротивлений осевому сжатию

Марка образца	Коэффициенты		Прочность бетона при сжатию, МПа		Коэффициент запаса
	$\mu_{fv}$	$\varphi_f$	по ф-ле (9) $R_{fb1}$	опыт ( $R_{fb2}$ )	
БО-1	0	5	37,3	37,3	1,00
ФБО-1-0,5	0,005	4,544	41,3	41,8	1,01
ФБО-1-1,0	0,01	4,167	44,6	43,9	0,98
ФБО-1-1,5	0,015	3,850	47,4	48,2	1,02

На основе обработки опытных данных, полученных при испытаниях образцов на растяжение методом расклинивания [2], и для повышения их сходимости со средними значениями, полученными в экспериментах, были скорректированы формулы 6.5 и 6.7 [3] по определению расчетного сопротивления

Марка образца	Коэффициент $\mu_{fv}$	Прочность бетона при растяжении, МПа		Коэффициент запаса $R_{fb2} / R_{fb1}$
		по ф-ле (12) $R_{fb1}$	опыт ( $R_{fb2}$ )	
БО-1	0	1,12	1,12	1,00
ФБО-1-0,5	0,005	1,69	1,8	1,07
ФБО-1-1,0	0,01	2,26	2,36	1,04
ФБО-1-1,5	0,015	2,84	2,79	0,98

растяжению ( $R_{fb1}$ ) применительно для сталефиброш-лакобетона введением дополнительного слагаемого:

$$R_{fbt} = k_{or}^2 \cdot \mu_{fv} \cdot R_f \left( 1 - \frac{R_f d_f}{R_b l_f} \cdot \eta \right) + A_t, \quad (10)$$

где  $A_t$  - коэффициент, учитывающий переменность анкерующей способности мелкозернистого СФШБ при изменении в нем растягивающих напряжений.

Применительно к используемой в наших опытах фибровой арматуре (см. рис.1) повышенная сходимость опытных данных обуславливается при следующем значении  $A_t$ :

$$A_t = R_b \cdot (0,03 - 6 \cdot \mu_{fv}) \quad (11)$$

Подставляя (11) в (10), получаем формулу по определению расчетного сопротивления растяжению ( $R_{fbt}$ ) для СФШБ:

$$R_{fbt} = k_{or}^2 \cdot \mu_{fv} \cdot R_f \left( 1 - \frac{R_f d_f}{R_b l_f} \cdot \eta \right) + R_b (0,03 - 6 \cdot \mu_{fv}), \quad (12)$$

где  $l_f$  и  $d_f$  - длина и диаметр используемой фибры, мм ( $l_f = 60$  мм;  $d_f = 0,8$  мм);  $k_{or}$  - коэффициент ориентации, учитывающий ориентацию фибр в объеме элемента в зависимости от соотношения размеров сечения элемента и длины фибры, принимаемый по таблице 4.1[3] ( в нашем случае  $k_{or} = 0,69$ );  $\mu_{fv}$  - коэффициент фибрового армирования по объему;  $\eta$  - коэффициент, учитывающий анкеровку фибры и принимаемый равным 0,9.

*Н.Н. ОНОПРИЕНКО, канд. техн. наук, доц., Ш.М. РАХИМБАЕВ, д-р техн.наук, проф. (Белгородский государственный технологический ун-т им. В.Г. Шухова. г. Белгород)*

## РЕГУЛИРОВАНИЕ СТРУКТУРООБРАЗОВАНИЯ ЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ ДОБАВКАМИ ПОЛИМЕРОВ

Добавки водорастворимых полимеров, эмульсий полимеров, редиспергируемых порошков и их комбинаций используются в производстве кладочных и штукатурных растворов, клеевых плиточных составов, смесей для устройства полов и ремонт-

Марка образца	Коэффициент фибрового армирования	Высота сжатой зоны, мм	Предельный изгибающий момент, Н·м		Коэффициент запаса $M_{ult1} / M_{ult2}$
			по ф-ле (8) $M_{ult1}$	опыт ( $M_{ult2}$ )	
БШ-1	0	2,62	417,0	395	0,95
БО-1	0	2,62	528,0	548	1,04
ФБО-1-0,5	0,005	3,54	789,9	796	1,01
ФБО-1-1,0	0,01	4,35	1047,5	1085	1,04
ФБО-1-1,5	0,015	5,08	1301,2	1367	1,05

Сравнение расчетных ( $R_{fb1}$ ) и опытных ( $R_{fb2}$ ) значений прочности осевому растяжению СФШБ приведено в табл.5.

В результате корректировки формулы по определению расчетного сопротивления растяжению ( $R_{fbt}$ ) получилась удовлетворительная сходимость расчетных предельных изгибающих моментов ( $M_{ult1}$ ), подсчитанных по формуле (8) с опытными значениями ( $M_{ult2}$ ), полученными в экспериментах.

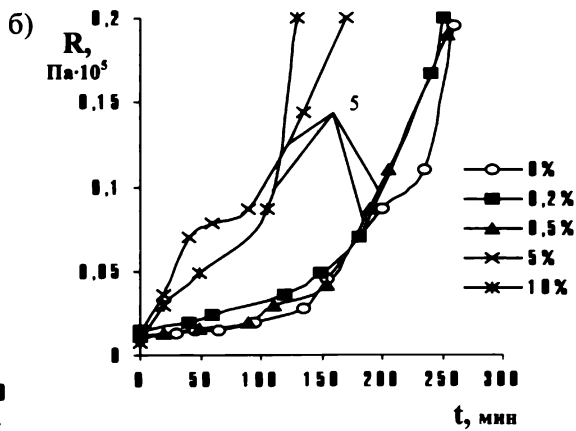
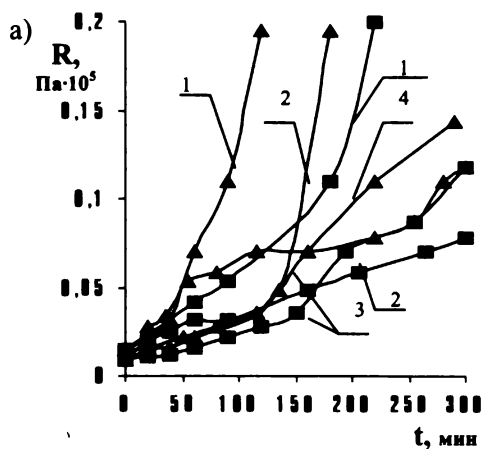
Сравнение расчетных ( $M_{ult1}$ ) и опытных ( $M_{ult2}$ ) значений предельных изгибающих моментов балок из мелкозернистого СФШБ приведено в табл. 6.

На основании анализа экспериментальных данных расчет прогиба изгибаемых элементов из СФШБ от кратковременных нагрузок предлагается производить по формулам (2) и (6), расчет по прочности нормальных сечений – по формуле (8), при этом расчетное сопротивление растяжению СФШБ определять по (12). Такая методика обеспечивает удовлетворительную сходимость расчетных параметров с опытными (при расхождении не более 7,0 %).

### Библиографический список

1. Черноусов Р.Н. Продавливание плит на основе шлакобетона / Р.Н. Черноусов, Н.Н. Черноусов, Б.А. Бондарев, А.А.Кораблин // Бетон и железобетон. - 2010. - №2. - С.9-12.
2. Бондарев Б.А. Определение модуля упругости и предела прочности сталефибробетона при растяжении методом расклинивания / Б.А.Бондарев, Р.Н. Черноусов // Научный вестник ВГАСУ. Строительство и архитектура. - 2008. - №3(11). - С.67-71.
3. СП 52-104-2006. Сталефибробетонные конструкции.

ных работ. В связи с развитием производства сухих клеевых смесей, в том числе для тонкослойных технологий, диапазон используемых в их составах полимерных веществ все более расширяется [1-3].



Кинетика структурообразования цементно-полимерных систем

1 - МЦ; 2 - ОЭЦ; 3 - КМЦ; 4 - КМЦ+С; 5 - ПВА

Основная цель модифицирования цементных систем добавками водорастворимых полимеров и эмульсий — это улучшение их технологических свойств (водоудерживающей способности, удобоукладываемости, жизнеспособности), а также прочности сцепления между раствором и каменным основанием.

В большинстве случаев модифицирующие добавки представлены дорогостоящими продуктами импортного производства, состоящими из нескольких компонентов различного функционального назначения, четкий состав которых часто неизвестен, поэтому использование зарубежных многофункциональных полимерных добавок требует проведения дополнительных лабораторных исследований.

Теоретические основы регулирования технологических и эксплуатационных характеристик цементно-полимерных материалов, без разработки которых невозможно создание отечественных конкурентоспособных сухих строительных смесей различного назначения, являются собственностью специализированных зарубежных фирм, которые не спешат поделиться ими со своими конкурентами. В связи с этим необходимо выяснение принципов разработки составов таких материалов на основе вяжущих и химических добавок отечественного производства.

Представляет интерес выявление закономерностей влияния состава функциональных групп добавок полимеров на основные свойства модифицированных ими систем.

В данной работе приведены результаты исследований кинетики структурообразования цементного теста с добавками полимеров различной химической природы в ранние сроки твердения.

Структурно-механические свойства цементных систем в начальный период формирования цементного камня в настоящее время принято характеризовать с помощью такого понятия, как пластическая прочность. Выбор последней в качестве объекта исследования обусловлен тем, что этот структурно-механический показатель во многом определяет наиболее важные свойства растворных смесей: жизнеспособность, удобоукладываемость, устойчивость к сползанию плиточных составов, несущую способность слоя растворной смеси в процессе кладочных работ и т. п.

Структурная прочность измеряется в Па и является интегральным показателем, характеризующим пластическую вязкость, напряжение сдвига и другие реологические свойства цементных систем. При измерении пластической прочности конус внедряется в растворную смесь через различные промежутки времени после ее изготовления. По результатам замеров строится кривая структурообразования. За время жизнеспособности материала принимается время достижения определенного значения его структурной прочности, которое зависит от назначения материала.

Во многих случаях удобно принимать за период живучести данного состава цементно-полимерной смеси индукционный период гидратации и структурообразования, по окончании которого начинается резкий рост структурной прочности.

На графике (см. рисунок) этот период отображается кривой изменения пластической прочности в зависимости от времени от начала осей координат до точки резкого изменения направления кривой. Эта точка характеризует также начало периода упрочнения структуры материала. Для проведения экспериментов авторы использовали прибор Вика с облегченным подвижным штоком (60 вместо 300 г). В опытах применялся цемент ЦЕМ I 42,5 по ГОСТ 31108-2003 Белгородского цементного завода и добавки полимеров отечественного производства (в скобках указана вязкость 1%-ного водного раствора полимера, МПа·с): метилцеллюлоза МЦ-65 (52,73), карбоксиметилцеллюлоза КМЦ (8,07), оксиэтилцеллюлоза ОЭЦ (671,16), поливинилацетатная эмульсия ПВА (1,81). Дозировка добавок назначалась в процентах от массы цемента в пересчете на сухое вещество. Содержание воды в системе соответствовало нормальной густоте цементного теста с соответствующей добавкой.

Как видно из рисунка, а, добавка МЦ обеспечивает повышенную скорость структурообразования це-

ментного теста по сравнению с другими эфирами целлюлозы (КМЦ и ОЭЦ). Кривая пластической прочности системы с добавкой 0,5% МЦ практически идентична кривой с добавкой 10% ПВА (см. рисунок, б).

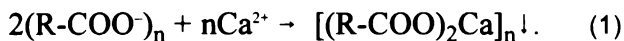
Добавка ОЭЦ в количестве 0,2% замедляет структурообразование, а при дозировке 0,5% скорость структурообразования существенно возрастает.

С увеличением дозировки ПВА структурная прочность растет и достигает наибольших значений при количестве добавки 5 и 10%. Однако малые дозировки ПВА (0,2 и 0,5%) незначительно ускоряют процесс структурообразования и уступают по этому показателю тесту с добавкой МЦ.

Для цементного теста с добавкой 0,5% КМЦ характерен быстрый начальный подъем пластической прочности, обусловленный коагуляцией полимера ионами кальция. Затем наблюдается замедленный ступенчатый рост прочности. Составы с добавкой КМЦ отличаются повышенным водоотделением.

Известно, что важнейшие свойства водорастворимых полимеров, которые используются для получения цементно-полимерных композиций, определяются составом функциональных групп.

Карбоксиметилцеллюлоза  $[-C_6H_7O_2(OH)_{3-x}(OCH_2COONa)_x-]_n$  отличается тем, что содержит карбоксилатные группы  $(-COO^-)$ , которые вступают в химическое взаимодействие с ионами  $Ca^{2+}$  жидкой фазы цементного теста с выпадением в осадок высоковязкой, слабо гидрофильной соли, которая вызывает коагуляцию и потерю подвижности всей цементно-полимерной системы. При этом происходит следующая реакция взаимодействия:



В связи с этим добавка КМЦ трудно совместима с цементными системами, они становятся малоуправляемыми. Наибольший интерес как компоненты цементно-полимерных композиций представляют водорастворимые полимеры (метилцеллюлоза  $[-C_6H_7O_2(OH)_{3-x}(OCH_3)_x-]_n$ , оксиэтилцеллюлоза  $[-C_6H_7O_2(OH)_{3-x}[-O(-CH_2-CH_2-O)_q]_x-]_n$ , поливиниловый спирт  $[-CH_2-CH(OH)-]_n$ , полиоксиэтилен  $[HOCH_2-CH_2-O]_n$  и др.), содержащие такие функциональные группы, как гидроксил  $(-OH^-)$ , эфирная связь  $(-O-)$  и др., которые вполне стабильны против коагулирующего действия ионов  $Ca^{2+}$ .

С целью снижения коагуляции ионогенных полимеров в цементные системы необходимо вводить дополнительные защитные добавки [1].

Были проведены исследования в этом направлении, которые подтвердили эффективность применения кальцинированной соды как стабилизатора и ускорителя структурообразования цементного теста с добавкой 0,5% КМЦ. При этом оптимальное соотношение сода: КМЦ составило 1:1 (по массе).

Кривые кинетики структурообразования (см. рисунок) хорошо аппроксимируются уравнениями (2, 3)

[4], выведенными, исходя из теории переноса и преобразованными применительно к данному процессу:

$$\frac{P - P_0}{\tau} = \left( \frac{P - P_0}{\tau} \right)_0 + K_1(P - P_0), \quad (2)$$

$$\frac{P - P_0}{\tau} = \left( \frac{P - P_0}{\tau} \right)_0 + K_2\tau, \quad (3)$$

где  $P, P_0$  - пластическая прочность в момент времени  $\tau$  и  $\tau_0$  соответственно, МПа;  $\tau$  - время, с;  $(P - P_0/\tau)_0$  - величина, характеризующая начальную скорость структурообразования, МПа/с;  $K_1$  - коэффициент приращения структурной прочности по мере ее роста;  $K_2$  - коэффициент приращения структурной прочности во времени.

Уравнение (2) описывает кинетические процессы, происходящие с экстенсивным торможением во времени, уравнение (3) - с интенсивным. Расчет показал, что структурообразование представляет собой процесс, протекающий с экстенсивным торможением во времени. Коэффициент корреляции составил 0,98-0,99. Уравнения (2, 3) также позволяют производить расчет вязкости модифицированных систем в любой момент времени.

Таким образом, с точки зрения структурно-механических свойств цементно-полимерных систем, наибольший интерес представляет добавка МЦ, которая при дозировке в кратное число раз меньшей, чем ПВА, позволяет обеспечить необходимые характеристики материала.

Авторы полагают, что цементно-полимерные композиции с добавками ПВА и латексами, которые отличаются повышенным расходом эмульсии (от 8 до 12%), нужно отнести к материалам первого поколения, в которых стоимость полимерной составляющих чрезмерно велика. При замене ПВА метилцеллюлозой и другими водорастворимыми полимерами дозировка последних сокращается на порядок. Это обусловлено тем, что в эмульсиях типа ПВА до 90% химической добавки находится во внутренних слоях полимерной глобулы и не принимает непосредственного участия в модифицировании свойств цементных систем. В то же время водные растворы эфиров целлюлозы и гидролизованных полиакрилонитрилов имеют фибриллярную структуру, т.е. содержат вытянутые нитевидные макромолекулы полиэлектролитов, практически все функциональные группы которых активно участвуют в процессах модификации цементной составляющей строительных растворов.

Если строительные растворы с добавками 10% ПВА относятся к цементно-полимерным композициям, то растворы с добавками эфиров целлюлозы по составу формально относятся к модифицированным вяжущим, а по свойствам их можно отнести к цементно-полимерным композициям, т.е. они имеют двойственную природу.

Проведенные исследования показали возможность разработки и практического применения необходимой гаммы цементно-полимерных сухих смесей

с применением химических добавок отечественного производства.

### Библиографический список

1. **Рахимбаев Ш.М.** Регулирование технических свойств тампонажных растворов. - Ташкент: Фан, 1976. - 159 с.

2. **Соломатов В.И.** Полимерцементные бетоны и пластбетоны. - М.: Изд-во лит-ры по строит-ву, 1967. - 184 с.

3. **Онопrienко Н.Н.** Кладочные растворы на основе минеральных вяжущих с полимерными добавками: Автореф. дис...канд. техн. наук: 05.23.05. - Белгород, 2004. - 23 с.

4. **Рахимбаев Ш.М.** Расчет констант скорости некоторых процессов технологии искусственных конгломератов // Проблемы материаловедения и совершенствования технологии производства строительных изделий. - Белгород: БТИСМ, 1990. - С.42-51.

## АРМАТУРА

*В.В. ДЬЯЧКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)*

### МЕХАНИЧЕСКИЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ КЛАССА А600С

На протяжении 5 лет лаборатория арматуры НИИЖБ занимается исследованиями механических соединений арматуры класса А400(А-III) и А500С, в результате чего разработан ряд нормативных документов (технические условия, регламенты и т.д.). Арматурная сталь класса А600С, выпускаемая по СТО АСЧМ 7-93 и специальным техническим условиям характеризуется более высокими механическими свойствами по сравнению с арматурой класса А400(А-III) и А500С (см. табл. 1), поэтому целью исследований, результаты которых приведены в статье, было определение возможности применения механических соединений для арматуры класса А600С, обеспечивающих требования прочности, предъявляемые для "сжато-растянутых" соединений, в соответствии с РА-10-1-04 [1].

В процессе изготовления обжимных соединений арматуры измерялись: общая длина муфт до и после обжатия, наружный и внутренний диаметр муфт, толщина стенки.

Соединения обжимались гидравлическим обжимным прессом СН-90, изготовленным фирмой "СПРУТ" (рис.1).

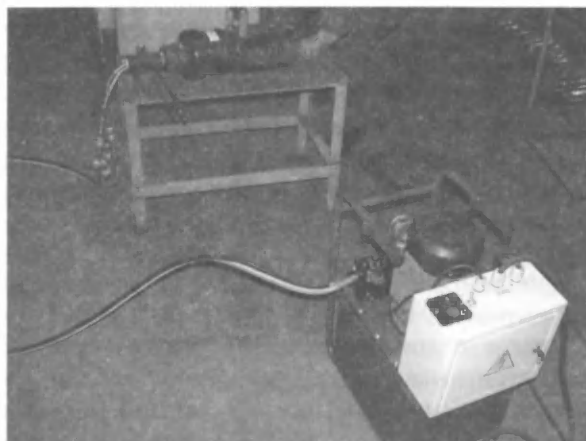


Рис. 1. Пресс гидравлический обжимной СН-90 и насосная станция

Опрессовка муфт производилась многократным обжатием с промежутками между жимами 2-2,5 мм. Процесс обжатия показан на рис. 2.



Рис. 2. Опрессовка соединения

Таблица 1

Механические свойства арматурных сталей класса А400(А-III), А500С и А600С

Класс прочности	Механические свойства, не менее			
	Предел текучести $\sigma_T(\sigma_{0,2})$	Временное сопротивление $\sigma_B$	Относительное удлинение	
			$\delta_5$	$\delta_p$
Н/мм <sup>2</sup>			%	
А600С	600	740	14	4
А500С	500	600	14	2
А400(А-III)	390	590	14	-

Для достижения поставленной цели, основываясь на опыте применения механических соединений арматуры класса А500С и А400(А-III), опытным путем были подобраны геометрические параметры муфт для опрессовки арматуры класса А600С.

В процессе выполнения настоящей работы было изготовлено и испытано 18 образцов соединений арматуры класса А600С диаметром 18, 25 и 32 мм. Испытывалось по 6 образцов-близнецов.

Муфты изготавливались из толстостенной холоднодеформированной трубы по ГОСТ 8734 [2]. Материал муфты – сталь 10 по ГОСТ 1050 [3].

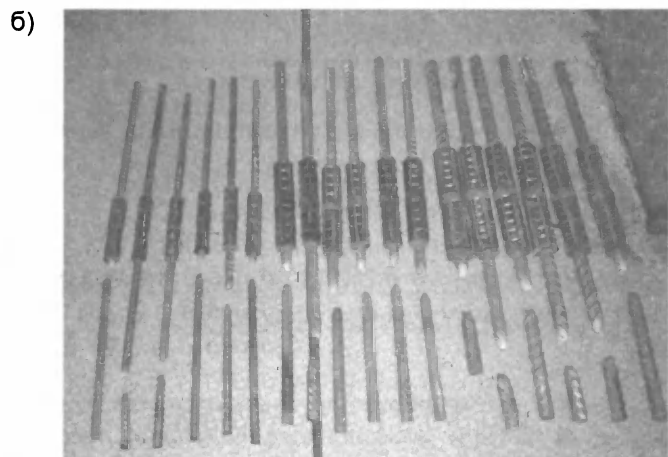


Рис. 3. Образцы до испытаний (а) и после испытаний (б)

После обжатия проводились измерения удлинения муфты и вычислялось относительное удлинение муфты в результате обжатия.

Образцы до испытания показаны на рис. 3, а, а образцы после испытания – на рис. 3, б.

Образцы соединений арматуры были испытаны на растяжение в соответствии с требованиями ГОСТ 12004 [4]. Испытания проводились на разрывной машине Р-100.

Из табл. 2 видно, что разрушение всех образцов происходило по основному металлу при напряжениях, превышающих браковочное значение временного сопротивления соединяемой арматуры класса А600С.

представленные в табл. 3. Схема муфты для опрессовки показана на рис. 4.

Таблица 3

Геометрические размеры муфт

Номинальный диаметр арматуры $d$ , мм	Геометрические размеры соединительных муфт			Количество обжатий
	Длина муфты $L_0$ , мм	Наружный диаметр $d_H$ , мм	Толщина стенки $S$ , мм	
16	150	32	6	4
18	150	36	6,5	4
20	170	40	7,5	6
22	190	45	8,5	6
25	210	48	10	8
28	240	56	11	10
32	270	63	12	12
36	300	68	13	14
40	330	75	14	16

Таблица 2

Результаты испытаний опрессованных соединений арматуры класса А600С

№ п/п	Диаметр, мм	Временное сопротивление, Н/мм <sup>2</sup>	Пластичность соединения, $\delta_p$ , %	Характер разрушения
1	18	774,1	5	По основному металлу
2		774,1	4	
3		774,1	4	
4		774,1	4	
5		778,0	5	
6		781,9	4	
7	25	774,1	7	По основному металлу
8		774,1	5	
9		763,9	6	
10		770,0	6	
11		774,1	6	
12		774,1	5	
13	32	741,2	8	По основному металлу
14		749,8	8	
15		749,8	9	
15		747,3	6	
17		746,1	8	
18		753,5	7	
Нормативные значения по РА-10-1-04		$\geq 740$	$\geq 2$	–

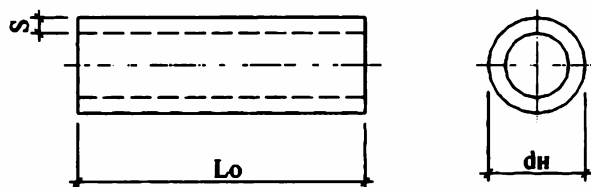


Рис. 4. Муфта для опрессованных соединений

В результате проведенных исследований были подобраны геометрические размеры муфт для опрессованных соединений арматуры класса А600С, которые показали возможность их применения в соответствии с требованиями РА-10-1-04 в железобетонных конструкциях различного назначения.

Библиографический список

1. РА-10-1-04. Рекомендации по механическим соединениям арматурной стали для железобетонных конструкций. - М.: Ассоциация "Железобетон", 2004. - 22 с.
2. ГОСТ 8734. Трубы стальные бесшовные холоднодеформированные. Сортамент.
3. ГОСТ 1050. Сталь качественная и высококачественная. Сортовой и фасонный прокат, калиброванная сталь. - Изд-во стандартов, 1996.
4. ГОСТ 12004. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. - Изд-во стандартов, 1996.

На основании результатов испытаний подобраны геометрические размеры муфт для опрессовки соединений арматуры класса А600С диаметром 16-40 мм,

Д.В. ЛИТВИНЕНКО, канд. техн. наук (ОАО "Моспромстройматериалы");  
 А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн. наук, А.А. СОКОЛОВ, инж. (ОАО "НИЦ "Строительство"  
 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

## ЭФФЕКТИВНЫЕ СОСТАВНЫЕ ПЕРЕМЫЧКИ ДЛЯ НАРУЖНЫХ СТЕН ИЗ ЯЧЕИСТОБЕТОННЫХ БЛОКОВ

При проектировании наружных стен из ячеистобетонных блоков повышенного внимания требует устройство проемов в кладке. Традиционно для этого применялись сборные перемычки из тяжелого бетона или перемычки из металлического профиля (кладка по металлическому уголку). Однако их использование в стенах из ячеистобетонных блоков не эффективно, так как при этом значительно снижается теплотехническая однородность стены и повышается расход стали на конструкцию. Из-за дороговизны стали и проблем с обеспечением ее защиты от коррозии применение металлического профиля для перемычек было запрещено еще нормами 1954 г. – ТП 101-54. Но последние 15 лет их стали опять широко применять в ненесущих стенах.

Для решения указанной проблемы ВНИИЖелезобетоном разработаны полистиролбетонные перемычки, армированные металлическими каркасами со специальным антикоррозионным покрытием. Несущая способность перемычек 50-150 кг/м при плотности бетона 350-600 кг/м<sup>3</sup> и прочности В0,5-В1,5. Длина перемычек – от 1,1 до 2,95 м; высота – 235 и 295 мм, при толщине 140 и 180 мм.

Перемычка армируется нижней сеткой с продольной проволокой 2Ø5 Вр-2 и поперечными стержнями Ø16 мм с шагом 150 мм в пролёте и двумя шагами по 60 мм на опорах. При несущей способности 150 кг/м на перемычку длиной 2,4 м расход стали составляет 1,51 кг.

Похожие перемычки выпускаются из конструктивно-теплоизоляционного ячеистого бетона марки по плотности D600; D700 и класса прочности на сжатие – В3,5. Так, фирмой Nebel разработаны перемычки шириной от 10 до 30 см при высоте 25 см и длиной от 110 до 325 см, которые производятся Липецким НЛМК. При этом с увеличением пролета происходит снижение расчетной несущей способности от 25 до 4 кН/м.

В наружных стенах чаще всего используются блоки плотностью D400-D500, поэтому рассмотренные перемычки являются мостиками холода, а применяемая в перемычках арматура в обязательном порядке должна обрабатываться антикоррозионными покрытиями. Поэтому для повышения теплотехнической однородности стены были разработаны сборные составные перемычки из ячеистобетонных блоков той же плотности D400, что и гладь стены, а металличе-

ская арматура в виде отдельных стержней, пучков проволоки и полос из хризотилцементного листа была защищена от коррозии слоем МЗБ (рис. 1).

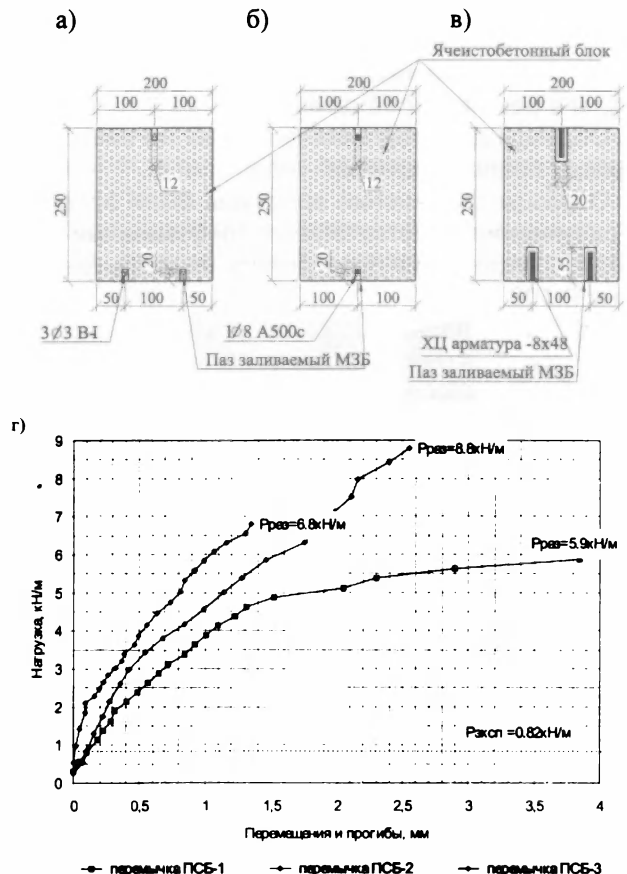


Рис. 1. Составные перемычки с проволочной (а), стержневой (б) и хризотилцементной (в) арматурой из ячеистобетонных блоков и диаграммы деформирования ПСБ (г)

На составные перемычки из блоков "ПСБ" (перемычка сборная блочная) получены патенты и подготовлена рабочая документация, технические условия и технологические карты, в которых учтена возможность изготовления данных перемычек непосредственно на строительной площадке. С целью изучения механизма разрушения таких перемычек были изготовлены и испытаны на изгиб три перемычки ПСБ-1, ПСБ-2, ПСБ-3 из трех ячеистобетонных блоков размером 60×20×25 см при прочности бетона 2,3 МПа и средней плотности 417 кг/м<sup>3</sup> с расчетным пролетом 1,6 м.



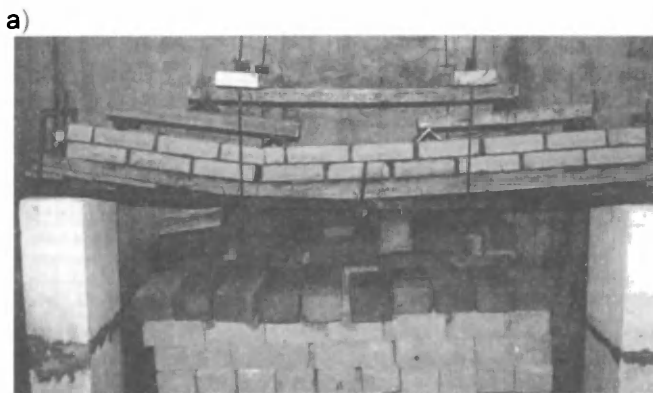
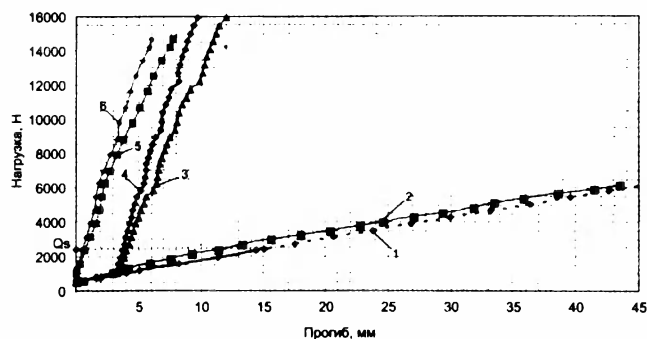


Рис. 2. Испытание кирпичных перемычек

б)



а - разрушение составных перемычек; б - диаграммы деформирования перемычек

1 - расчетный прогиб L50×5 пролетом 2,44 м; 2 - прогиб перемычки ПСК-2; 3 - прогиб перемычки ПСК-3 без учета осадки опор; 4 - прогиб перемычки ПСК-3 с учетом осадки опор; 5 - прогиб перемычки ПСК-4 без учета осадки опор; 6 - прогиб перемычки ПСК-4 с учетом осадки опор

Разрушение сборных составных перемычек происходило при нагрузке 6,5-10 кН/м, что многократно выше эксплуатационной (1,3 кН/м) для наружных ненесущих стен. Трещины в перемычках при расчетной эксплуатационной нагрузке отсутствовали, а прогибы 1,5-3 мм перед разрушением не превышают предельно допустимого эксплуатационного прогиба  $l/200 = 8$  мм (рис. 1, а). Следовательно, прочность, трещиностойкость и жесткость при изгибе составных перемычек ПСБ, независимо от способа армирования, достаточна для применения в ненесущих стенах. При этом расход стали в таких перемычках почти в 2-3 раза меньше, чем в аналогичных сборных перемычках, разработанных ВНИИжелезобетоном.

Экспериментальные исследования показали, что с ростом нагрузки происходит образование нормальных трещин в растворных швах между блоками. После их развития до 3/4 высоты балки они переходят в наклонные, распространяясь по ячеистому бетону. При дальнейшем нагружении наклонные трещины развиваются и переходят в горизонтальные, выделив сжатую зону. Разрушение перемычек со стальной арматурой в виде проволоки и отдельных стержней происходит за счет ее продергивания при нагрузке в два раза более низкой по сравнению с расчетной разрушающей, а с асбестоцементной полосой без продергивания – в результате разрыва при достижении в арматуре предельных растягивающих напряжений, что хорошо согласуется с результатами расчета по методу предельных состояний.

Полосовое асбестоцементное армирование наиболее экономично, обеспечивает коррозионную стойкость и анкеровку без дополнительных мероприятий. Хорошая совместная работа ячеистого бетона с асбестоцементной арматурой объясняется её достаточно высокой осевой жесткостью, но меньшими касательными напряжениями по поверхности арматуры в 4,3 и 10,9 раз по сравнению с проволоочной и стержневой арматурой.

Учитывая, что наружные ненесущие стены из ячеистобетонных блоков часто облицовывают кирпи-

чом, а для устройства проемов в кирпичной кладке из удобства монтажа применяется угловой профиль №10-12, была подготовлена рабочая документация, технические условия и технологические карты на запатентованные составные сталекирпичные перемычки, изготавливаемые из фасонного С-образного кирпича ФЛ-1 Голицинского керамического завода. Расход стали в них в 2,9-5,7 раза меньше, чем в угловой перемычке из профиля №10, а уголки надежно защищены от коррозии (рис. 2).

Экспериментальные исследования перемычек, армированных уголками 32×4 и 50×5 (рис. 2, б), при пролетах соответственно 1,5 и 2,44 м показали, что их разрушение происходит в зоне действия максимальных изгибающих моментов и сопровождается образованием продольных трещин в кирпичах в сжатой зоне. За счет совместной работы уголка с кирпично-бетонной обоймой прочность перемычки в три раза выше прочности профиля, применяемого для ее армирования. При этом несущая способность перемычек (2,2 и 2,7 кН/м) больше эксплуатационной нагрузки (1,4 и 2,3 кН/м) от вышележащей кладки. Однако прогиб перемычек при эксплуатационных нагрузках 9,7 и 36,5 мм превышает предельно допустимый  $l/200 = 7,5$  и 12,2 мм соответственно в 1,3 и 3 раза, а перед разрушением (рис. 2, б) достигает величины  $l/60$ . Начало образования трещин происходит при нагрузке в 2,2 раза ниже эксплуатационной.

В составе стены на сталекирпичные перемычки укладывается несколько рядов кладки с перевязкой вертикальных швов. В результате их совместной работы образуется многорядная составная перемычка. Исследование таких перемычек показало, что благодаря включению двух рядов свежеложенной кладки с прочностью раствора 2,5 МПа в совместную работу с перемычкой прочность возрастает в 2,4-2,7 раза, а жесткость – в 13,5 раза. При этом прогибы при эксплуатационной нагрузке составляли  $l/250$  и не превышали предельно допустимого 12,2 мм, а раскрытие трещин перед разрушением – не более 0,2 мм. Разрушение происходит в результате среза кирпичной кладки

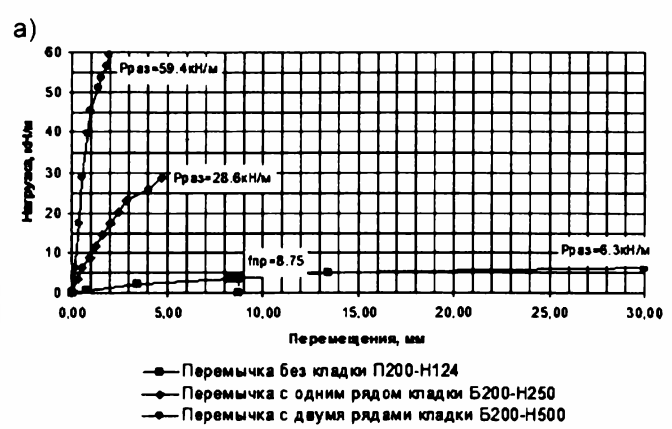
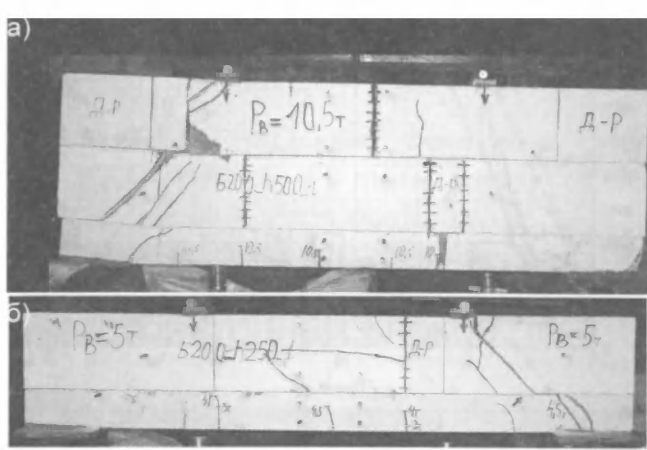


Рис. 3. Испытания перемычек фирмы Xella пролетом 2000мм с учетом их совместной работы с вышележащей кладкой

а - два ряда; б - один ряд; в - диаграмма деформирования перемычек

по шву вдоль верха перемычки. Можно производить кладку над перемычкой в два этапа без установки подпорки, укладывая на перемычку в начале только два ряда кирпичей и выдерживая до набора раствором прочности 2,5 МПа.

С целью облегчения монтажа и транспортировки сборных перемычек фирмой Xella разработаны армированные перемычки из ячеистого бетона марки по плотности D600 и высотой 12,4 см, при ширине от 10 до 20 см и длине от 150 до 300 см. Натурные экспериментальные испытания перемычек длиной 200 и 250 см при ширине 17,5 см показали, что при равномерно распределенной нагрузке разрушение происходит в результате достижения в арматуре усилий предела текучести. При этом фактическая разрушающая нагрузка (6,3 и 4,0 кН/м) выше контрольных расчетных значений (6,1 и 3,7 кН/м) с учетом коэффициента безопасности  $C = 1,3$  и выше эксплуатационных 0,9 и 1,1 кН/м (рис. 3, б). Прогибы перемычек при эксплуатационной нагрузке (1,4 и 5 мм) меньше предельного допустимого  $l/200 = 8,7-11,3$  мм, а при разрушении прогибы достигают 29-30 мм.

Изгибной жесткости составных армированных сборных перемычек Xella не всегда достаточно для восприятия расчетной нагрузки. Исследование составных перемычек со сборными перемычками Xella длиной от 1,5 до 3 м проводилось при одном и двух рядах вышележащей кладки из ячеистобетонных блоков марки по плотности D500 и классе по прочности B2,5. Экспериментальные исследования показали, что прочность, жесткость и трещиностойкость составных перемычек в значительной степени зависят от качества заполнения швов кладки клеем и его прочности. Поэтому должен применяться клей с прочностными характеристиками в 2 раза выше, чем у блоков кладки. Несущая способность составных перемычек превысила несущую способность сборных армированных перемычек при однорядном решении в 3,0-4,5 раза, а при двухрядном решении в 10-13,5 раз (рис. 3, в). Прогиб составных перемычек при разрушении составил всего  $l/500-l/1000$ , что указывает на хрупкое разрушение.

Составные перемычки при длине 1,5 и 2 м разрушались в результате образования наклонных трещин в балках и продергивания рабочей арматуры на опорах; а при длине 2,5 и 3,0 м – в результате образования наклонных трещин и последующего сдвига кладки вдоль перемычки. При этом прочность клеевого шва на сдвиг не превышала в среднем даже 2 кгс/см<sup>2</sup>.

В перемычке с двумя рядами кладки, испытанной с эксцентриситетом прикладываемой нагрузки, разрушение произошло при заметно более низкой нагрузке, сразу после образования трещин. Поэтому при проектировании прочность составных перемычек, загружаемых с эксцентриситетом, необходимо снижать в 1,5 и более раз.

Подводя итог проведенных исследований, необходимо отметить, что все рассмотренные перемычки могут применяться при строительстве зданий со стенами из ячеистого бетона, а при их проектировании можно использовать метод предельных состояний. Применение составных перемычек требует повышенного внимания к качеству производства работ на строительной площадке, а именно: соблюдение технологических перерывов при кладке стен или устройство подпорных балок под перемычками; вертикальные и горизонтальные швы должны быть полностью заполнены клеем и обжаты, для чего клей разравнивают специальным шпателем с бороздками; соблюдение проектной величины опорных зон; сохранность перемычек от повреждений в доэксплуатационный период.

Результаты исследований использованы при проектировании и строительстве наружных стен двух многоэтажных 4- и 5-секционных жилых домов в Москве с 2002 по 2005 гг. Применение составных сборных перемычек СБ и ПСК вместо уголков на многоэтажном доме позволило сократить расход стали более чем на 70 т (при стоимости 1 т металлического профиля около 20 тыс.руб). При этом экономический эффект, достигнутый за счет уменьшения расхода стали, составил порядка 1,4 млн.руб.

## НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКОВ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЁТОМ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ ОТ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

В статье рассматривается напряжённо-деформированное состояние платформенного стыка крупнопанельного здания с учётом изгибающих моментов от плит перекрытий. Даны рекомендации по проведению натурных испытаний платформенных стыков, предложены конструктивные мероприятия по повышению их несущей способности.

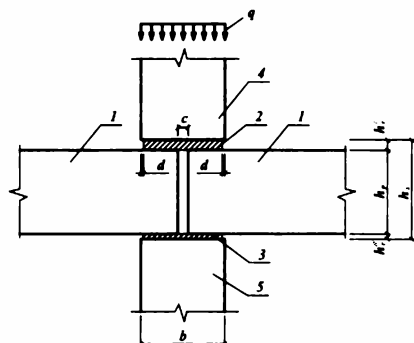


Рис. 1. Платформенный стык между средними стеновыми панелями

1 - опорные участки плит перекрытий; 2 и 3 - растворные швы; 4 - верхняя стеновая панель; 5 - нижняя стеновая панель

$h'_r, h''_r$  - толщины, соответственно, верхнего и нижнего растворных швов;  $h_p$  - толщина плит перекрытия

Используемый платформенный стык здания имеет вид, показанный на рис. 1, и размеры:

$$\begin{aligned} b = h_p = 16 \text{ см}, c = 2 \text{ см}, \\ h'_r = 1 \text{ см}, h''_r = 2h'_r, d = 0,5 \text{ см}. \end{aligned} \quad (1)$$

Т.е. растворные швы не доходят до боковых граней стеновых панелей на 0,5 см с каждой стороны. На практике это означает учёт срывов растворных швов, пониженной прочности части шва на границе с воздухом.

Материал стеновых панелей и плит перекрытий - бетон тяжёлый класса по прочности В20. Растворные швы из цементного раствора М150.

На рис. 2 показано распределение напряжений в деформированном стыке (изополя) при среднем нормальном сжимающем напряжении в горизонтальном сечении стеновых панелей  $\sigma_y = 4000$  кПа. При этом среднее напряжение в горизонтальном сечении по растворным швам при ширине площадки опирания 13 см составляет 4923 кПа.

С учётом размера растворных швов сжимающие напряжения в сечении на отметке срединной плоскости плит перекрытий при размерах (1) имеют место на участке шириной, равной удвоенному расстоянию между крайними вертикальными плоскостями

растворных швов. Это согласуется с результатом, полученным в [3]. В общем случае ширина этого участка примерно равна

$$b_c = b - 2d + h_p. \quad (2)$$

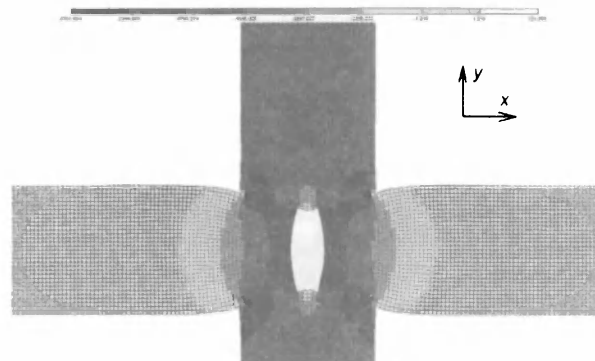


Рис. 2. Нормальные напряжения  $\sigma_y$  в стыке при отсутствии изгибающих моментов в плитах перекрытий

На этом участке толщина плит перекрытий под действием сжимающих усилий уменьшается. За пределами этого участка сжатия по обе его стороны следуют участки растягивающих напряжений  $\sigma_y$  на состояние около

$$b_p = 1,2h_p. \quad (3)$$

На участках растягивающих напряжений толщина плит перекрытий увеличивается. За пределами зон растягивающих  $\sigma_y$  влияние платформенного стыка прекращается. Таким образом, общая зона влияния платформенного стыка, т.е. участка плит, вовлекаемого в работу, составляет не 2 толщины стеновых панелей, как сказано в [3], а 4,31 их толщины при размерах (1).

В растворных швах над и под плитами перекрытий у наружных граней имеет место концентрация напряжений на глубину 1 см. В этих местах величины сжимающих напряжений  $\sigma_y$  при рассматриваемых размерах и нагрузке достигают 8700 кПа, т.е. в 1,8 раза превышают средние по растворному шву. К торцам плит напряжения в растворных швах уменьшаются до 1450 кПа, что в 3,4 меньше средних.

У плит перекрытий и стеновых панелей наиболее нагруженными из опорных участков являются смежные участки вдоль растворных швов шириной  $0,25b$  со стороны наружных вертикальных граней панелей. В теле плит перекрытия наибольшие вертикальные сжимающие напряжения имеют место со стороны их вертикальных торцов.

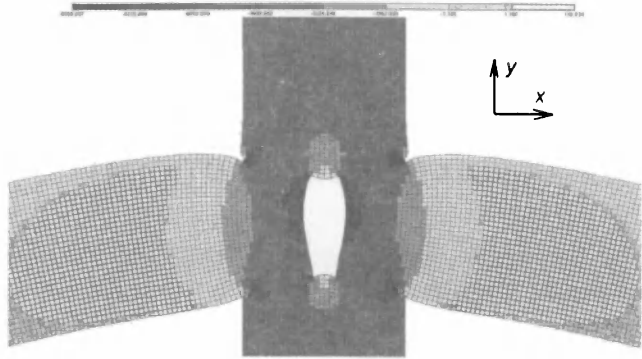


Рис. 3. Нормальные напряжения  $\sigma_y$  в стыке при наличии изгибающих моментов в плитах перекрытий

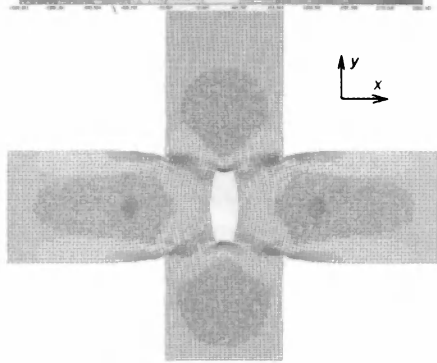


Рис. 4. Нормальные напряжения  $\sigma_x$  в стыке при отсутствии изгибающих моментов в плитах перекрытий

Под действием вертикальной нагрузки имеет место эффект выдавливания плит перекрытия из зазора между смежными торцами стеновых панелей. Окончательного выдавливания не происходит из-за достаточной жёсткости плит перекрытия и сил трения.

Плиты перекрытий размером на ячейку в нижних этажах крупнопанельных зданий находятся в условиях упругого защемления по контуру, потому что каждая из пар сил по поверхностям контакта от изгибающего момента по периметру плит может быть в несколько раз меньше сил трения по этим же поверхностям. Изгибающие моменты вносят свой вклад в деформацию платформенного стыка, который и предстоит оценить.

Рассмотрим случай плиты перекрытия толщиной 16 см и размерами в плане 5,76×3,2 м. Изгибающий момент в середине её большей стороны 5,61 кН·м. При той же нагрузке на стеновую панель каждая из пары сил от изгибающего момента при коэффициенте трения 0,5 будет в 7,4 раза меньше сил трения.

Сравнительные расчёты деформаций стыка при отсутствии и наличии изгибающих моментов показали, что влиянием изгибающих моментов в плитах перекрытий на жёсткость платформенного стыка в вертикальном направлении можно пренебречь. В том числе и при наличии заполнения зазора между торцами плит.

Гораздо существеннее в платформенном стыке изгибающие моменты изменяют картину напряжённого состояния. Изополя напряжений  $\sigma_y$  для рассматриваемого случая показаны на рис. 3.

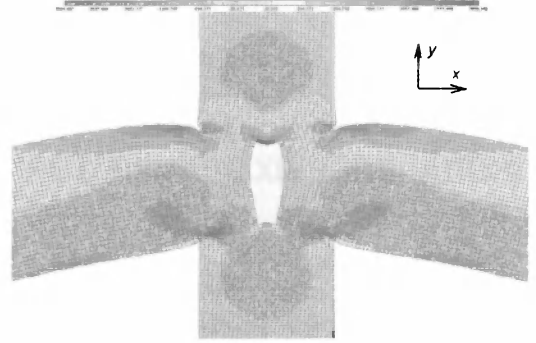


Рис. 5. Нормальные напряжения  $\sigma_x$  в стыке при наличии изгибающих моментов в плитах перекрытий

Изгибающие моменты в 1,15 раза повысили максимальные напряжения  $\sigma_y$  у краёв растворных швов. Увеличилась зона вертикальных сжимающих напряжений в приопорной части у верхних граней плит перекрытий. Длины зон  $b_p$  растягивающих напряжений в плитах сократились до размеров  $b_p = h_p$ .

Изополя нормальных напряжений  $\sigma_x$  без учёта изгибающих моментов представлены на рис. 4.

Обращает на себя внимание факт наличия небольших замкнутых зон сжимающих напряжений  $\sigma_x$  интенсивностью до 400-500 кПа внутри панелей и плит перекрытий с каждой стороны от платформенного стыка. Причём в плитах на участке шириной  $0,5h_p$  по обе стороны от панели они накладываются на области сжимающих напряжений  $\sigma_y$ .

Растягивающие напряжения  $\sigma_x$  в плитах перекрытия в пределах стыка накладываются на зону с наиболее интенсивными сжимающими напряжениями  $\sigma_y$ . Наличествуют сжимающие напряжения  $\sigma_x$  около 500 кПа на глубину до 2,5 см в растворных швах со стороны их наружных граней. Рядом с каждой из этих четырёх зон в плитах перекрытий на глубине 1,5 см имеется по зоне площадью до 1 см<sup>2</sup> с интенсивностью растягивающих напряжений  $\sigma_x$  около 500 кПа. Именно по сечениям, параллельным торцам плит и проходящим через эти зоны, как показали эксперименты [3], происходит разрушение плит перекрытий.

Растягивающие напряжения  $\sigma_x$  интенсивностью до 1500 кПа имеют место у горизонтальных граней плит перекрытия на участках их примыкания к стеновым панелям. В последних растягивающие напряжения  $\sigma_x$  имеют концентрацию на торцах над и под швом между плитами перекрытия до 2500 кПа.

Изополя нормальных напряжений  $\sigma_x$  с учётом изгибающих моментов представлены на рис. 5.

Видно, что в действительности под влиянием изгибающих моментов в плитах перекрытий замкнутых зон сжимающих напряжений  $\sigma_x$  не существует. Платформенный стык условно разделяется на две части. В верхней части сосредотачиваются растягивающие напряжения, причём их интенсивность возрастает. Область растягивающих напряжений  $\sigma_x$  значительно

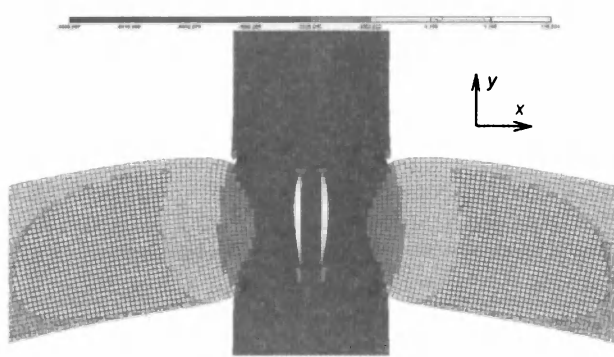


Рис. 6. Нормальные напряжения  $\sigma_y$  в стыке при наличии изгибающих моментов в плитах перекрытий

увеличивается у нижнего торца верхней панели и уменьшается у верхнего торца нижней. В результате увеличивается вероятность разрушения верхней панели в нижнем торце и платформенного стыка: по плитам перекрытия, начиная с их верхней части. В районе наружных торцов нижних растворяемых швов изгибающие моменты увеличивают концентрацию сжимающих напряжений.

С теоретической точки зрения, заполнение зазора между плитами повышает прочность (несущую способность) и жёсткость платформенного стыка. Это положительно отражается на надёжности здания в целом. Изополя нормальных напряжений  $\sigma_y$  для платформенного стыка с заполненным тяжёлым мелкозернистым бетоном класса В30 группы А зазором между торцами плит перекрытий показаны на рис. 6.

Изополя нормальных напряжений  $\sigma_x$  показаны на рис. 7.

Поскольку часть нагрузки передаётся от верхней стеновой панели на нижнюю через заполнение, частично разгружаются области плит перекрытия у торцов. В 2,5 раза уменьшается величина растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в месте их концентрации в середине нижнего торца верхней стеновой панели.

Немного уменьшается область интенсивных растягивающих напряжений  $\sigma_x$  в приопорных частях плит перекрытий вдоль их верхних горизонтальных граней. При этом максимальное значение интенсивности уменьшается в 1,3 раза.

Это хорошо в теории. В действительности, вследствие погрешностей при изготовлении плит перекрытий, монтаже зданий зазора между торцами плит перекрытий может и не быть. А если он останется, вертикальная пластина из бетона толщиной 2 см и высотой 16 см быстро потеряет устойчивость. Да и на тщательное уплотнение мелкозернистого бетона в такой щели надеяться не приходится. Поэтому заполнение зазора между плитами перекрытий в подобных случаях в расчётах не учитывают.

Чтобы заполнение работало, зазор между плитами должен иметь достаточный размер: не менее третьей части высоты стыка. Как видно из рис. 6 и 7, торцы плит перекрытий не являются обоями для

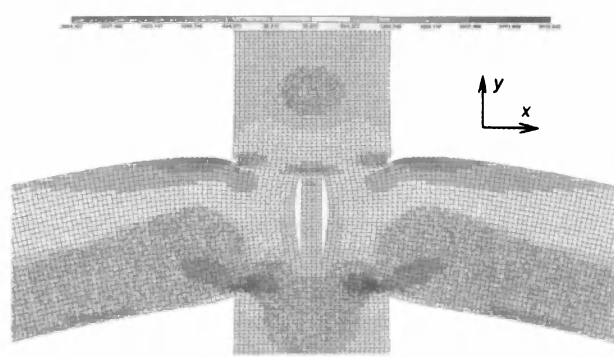


Рис. 7. Нормальные напряжения  $\sigma_x$  в стыке при наличии изгибающих моментов в плитах перекрытий

заполнения: под нагрузкой оно работает самостоятельно. Поэтому должна быть обеспечена его устойчивость. Полезно и поперечное армирование заполнения для предотвращения возникновения вертикальных трещин.

При традиционной конструкции платформенного стыка необходимый размер зазора между торцами плит можно сделать при толщине стеновых панелей от 20 см. В этом платформенно-монокристаллическом стыке можно будет использовать обычный тяжёлый бетон того же класса, что и бетон плит перекрытий. А также бетон классом выше.

## Выводы

1. При сжатии платформенного стыка в работу включается участок плит перекрытий, шириной почти в четыре раза превышающий толщину стеновой панели. Причем прилегающий средний участок шириной в две толщины панели уменьшается в толщине, а крайние, шириной по одной толщине – увеличиваются.

2. При сжатии платформенного стыка имеет место эффект выдавливания плит перекрытий из стыка.

3. Вследствие характера деформации торцов плит перекрытий они не могут служить обоями для бетонного заполнения между ними в платформенном стыке. Это надо учитывать при назначении поперечного армирования бетонного заполнения.

4. Для восприятия растягивающих напряжений и с учетом характера деформаций торцов плит перекрытий в платформенном стыке в плитах перекрытий необходимо с определенным шагом ставить непрерывную соединяющую их арматуру в верхней части и в срединной плоскости плит.

5. Необходимо косвенное армирование торцов стеновых панелей, примыкающих к платформенному стыку.

6. Верхний растворяемый шов платформенного стыка следует армировать сеткой.

7. Натурные испытания платформенного и платформенно-монокристаллических стыков надо проводить с учетом изгибающих моментов по периметру плит перекрытий для получения более объективной картины разрушений.

1. **Пособие** по проектированию жилых зданий /ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып.3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). -М.: Стройиздат, 1989.-304с.

2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М.: 2004, 52 с.

3. Грановский А.В., Смилянский А.Л. К численной оценке предельной несущей способности платформенных стыков// Строительная механика и расчёт сооружений. - 2007. - №2. - С.14-19.

## ТЕОРИЯ

**Б. ЯГУПОВ, А. ИВАНОВ** (Московская государственная академия коммунального хозяйства и строительства)

### К ВОПРОСУ О СИЛОВОМ СОПРОТИВЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА, ПОВРЕЖДЕННОГО ХИМКОРРОЗИЕЙ

Несилловые повреждения железобетона, обуславливаемые внешними воздействиями среды эксплуатации, при всем многообразии физической, химической, биологической и др. природы и агрессивности имеют общие кинетические и координатные закономерности развития [1].

Известно, что структурное строение бетона как многокомпонентного искусственного камневидного материала трансформируются с возрастом [2]; в частности, меняются характеристики его пористости. Одновременно структура бетона также зависит от знака, уровня и режима действующих напряжений [1, 3]. Так, при сжатии вначале (до  $\sigma \leq (0,4...0,5)R_{\text{дл}}$ ) его проницаемость уменьшается, а далее в диапазоне  $(0,4...0,5)R_{\text{дл}} < \sigma < R_{\text{дл}}$  сначала имеющиеся поры меняют форму, затем объединяются, превращаются в магистральные трещины, проницаемость бетона увеличивается. Соответственно преобразуется и процесс развития коррозионных повреждений: от затухающего до лавинного. Применительно к необратимым химкоррозионным и биокоррозионным повреждениям, при которых продукты коррозии коагулируют поры бетона вначале, при малых уровнях напряжений наблюдается затухание продвижения коррозии, а затем с ростом уровня напряжений незатухающее, но расчетно прогнозируемое развитие.

Это позволяет оценить остаточный ресурс силового сопротивления и рассчитать продолжительность возможной эксплуатации железобетонных конструкций.

Изложенное позволяет очертить рамки намеченного исследования, предложить достаточную для него совокупность гипотез и построить итоговую расчетную модель задачи.

Итак:

1. В интересах оценки качества неравновесности процесса коррозионных повреждений вводится следующее уравнение состояния силового сопротивления [1].

$$\frac{d\Delta\delta(t)}{dt} = \alpha(\eta)[\Delta\delta(t)]^{m(\eta)}, \text{ где } \Delta\delta(t) = \frac{\delta_{\text{кр}} - \delta(t)}{\delta_{\text{кр}}}, \quad (1)$$

$$m(\eta) = \sum_{i=0}^{i=\eta} a_{m_i} \eta^i; \quad \alpha(\eta) = \sum_{i=0}^{i=\eta} a_{\alpha_i} \eta^i; \quad \eta = \frac{\sigma}{R_{\text{дл}}}$$

Решение (1) имеет вид:

$$\delta(t) = f_m(\alpha, m, \delta_{\text{кр}}, t) \delta_{\text{кр}},$$

$$\text{т.е. при } m(\eta) = 0 \quad f_0(t) = \left[ \frac{\delta(t_0, t_0)}{\delta_{\text{кр}}} + \alpha(t - t_0) \right],$$

$$\text{при } m(\eta) = 1 \quad f_1(t) = 1 - \Delta\delta(t_0, t_0) e^{-\alpha(t-t_0)} \quad (2)$$

$$\text{при } m(\eta) \neq 1 \quad f_m(t) = 1 - \{[\Delta\delta(t_0, t_0)]^{[(-m)+1]} + \alpha[(-m)+1](t-t_0)\}^{\frac{1}{[(-m)+1]}}$$

Здесь  $\delta(t)$  - текущая глубина коррозионных повреждений ко времени  $t$ , отсчитываемая от поверхности контакта с агрессивной средой;  $t_0, t$  - начальное и текущее время наблюдения;  $\delta_{\text{кр}}$  - некоторое фиксированное значение глубины повреждений;  $\Delta\delta(t)$  - относительный дефицит текущей глубины повреждений в сравнении с  $\delta_{\text{кр}}$ ;  $\sigma$  - напряжения сжатия, перпендикулярные направлению продвижения повреждений (при неоднородном напряженном состоянии до экспериментального уточнения принимается средним по высоте сжатой зоны);  $R_{\text{дл}}$  - предел длительной прочности;  $\alpha$  и  $m$  - эмпирические параметры, отражающие особенность развития повреждений в зависимости от уровня напряжений  $\eta$ .

В частности,  $m \geq 1$  соответствует устойчивому затухающему продвижению повреждений к некоторому асимптотическому пределу  $\delta_{\text{кр}}$ ;

$0 \leq m \leq 1$  - устойчивому незатухающему продвижению повреждений;

$0 \geq m$  - неустойчивому, лавинному продвижению повреждений;

При этом отметим, что  $m = 1$  фиксирует границу между устойчиво асимптотически затухающим и ус-

тойчивым, но незатухающим продвижении повреждений при

$$\frac{d[\Delta\delta(t)]}{dt} \Big|_{t=t_1} > \frac{d[\Delta\delta(t)]}{dt} \Big|_{t=t_1+\Delta t}; \quad (3)$$

также отметим, что  $m = 0$  фиксирует границу между устойчивым ( $m > 0$ ) и неустойчивым, лавинном продвижении повреждений ( $m < 0$ ).

2. В области устойчивого силового сопротивления уравнение состояния бетона принимается в общем виде:

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_{MG}(t) + \varepsilon_{II}(t, t_0);$$

где  $\varepsilon_{MG}(t) = \frac{S_{MG}[\sigma(t)]}{E_{MG}(t)}$ ;

$$\varepsilon_{II}(t, t_0) = \varepsilon_{II1}(t, t) + \varepsilon_{II2}(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{II1}(t, t) = S_{II}(t_0)[\sigma(t)]C^0(t, t);$$

$$\varepsilon_{II2}(t, t_0) = - \int_{t_0}^t S_{II}[\sigma(\tau)] \frac{dC^0(t, \tau)}{d\tau} d\tau$$

или после преобразований

$$\varepsilon(t, t_0) = S_{MG}[\sigma(t)] \left[ \frac{1}{E_{MG}^0[\sigma(t)]} + \frac{S_{II}[\sigma(t)]}{S_{MG}[\sigma(t)]} \right]; \quad (4)$$

$$C^0(t, t) - \int_{t_0}^t \frac{S_{II}[\sigma(\tau)]}{S_{MG}[\sigma(\tau)]} \frac{dC^0(t, \tau)}{d\tau} d\tau$$

в частности, при  $\sigma = const$  запись (4) упрощается

$$\varepsilon(t, t_0) = S_{MG}[(\sigma(t))] \left[ \frac{1}{E_{MG}^0(t)} + \frac{S_{II}(t)}{S_{MG}(t)} C^0(t, t_0) \right]; \quad (5)$$

а в исключительном случае  $S_{MG}(\sigma) = S_{II}(\sigma)$  (6) (4) получает вид:

$$\varepsilon(t, t_0) = S_{MG}(\sigma) \left[ \frac{1}{E_{MG}^0(t)} + C^0(t, t_0) \right]$$

или  $\varepsilon(t, t_0) = \frac{S_{MG}(\sigma)}{E_{MG}^0(t)} [1 + \varphi(t, t_0)]$ , (7)

где  $E_{ep,l}(t, t_0) = \left[ \frac{1}{E_{MG}^0(t)} + C^0(t, t_0) \right]$ , а

$$\varphi(t, t_0) = \varepsilon(t, t_0) - E_{MG}^0(t) C^0(t, t_0) \quad (8)$$

Здесь  $\varepsilon$  - полная относительная силовая деформация;  $\varepsilon_{MG}$  - мгновенные деформации;  $\varepsilon_{II}$  - деформации ползучести ( $\varepsilon_{II1}$  - быстросотекающие и  $\varepsilon_{II2}$  - режимные);  $t_0, \tau, t$  - время: начальное, текущее, наблюдения;  $S_{MG}$  - функция напряжений мгновенных деформаций;  $S_{II}$  - то же, деформации ползучести;  $E_{MG}^0(t)$  - начальный модуль мгновенной деформации;  $C^0(t, \tau)$  - мера ползучести;  $E_{ep,l}(t, t_0)$  - временный линейный модуль деформации [5].

Современные нормы, не учитывающие влияние режима нагружения (4), несмотря на исключительность (6) не только вводят (7), но и заменяют реальную продолжительность нагружения ( $t - t_0$ ) некой расчетной продолжительностью ( $t = \infty, t_0 = 28$  сут). Это приводит к табл. 5.5. СП. Кроме того, в СП функция напряжений заменяется неким средним множителем нелинейности.

В итоге из расчета выводится не только учет режима и продолжительности нагружения, но и, по сути, учет нелинейности.

В работе [4] показано, что не применяя  $\sigma = const$  (6), вводя некоторую взвешенную функцию напряжений  $\bar{S}(\sigma)$ , можно заменить (4) расчетным квазилинейным уравнением\*

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\bar{S}[\sigma(t)]}{E_{ep,l}(t, t_0)}, \text{ где}$$

$$\frac{1}{E_{ep,l}(t, t_0)} \approx \frac{1}{E_{mc}(t)} + C(t, \tau) - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} \frac{dC(t, \tau)}{d\tau} d\tau, \quad (9)$$

для которого  $\frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)}$  - только режимный, не зависящий от уровня напряжений множитель.

В итоге (9) отдельно учитывает влияние напряжений  $\bar{S}$  (6) и режим и длительность нагружения  $E_{ep,l}(t, t_0)$ . Отсюда для (4) без применения (6) получаем (7) вместо (9).

Функция напряжений  $\bar{S}(\sigma)$  представляется в виде [4]

$$\bar{S}(\sigma) = \sigma \left[ 1 + \bar{V} \left( \frac{\sigma}{R_b} \right)^{\bar{m}} \right] \quad (10)$$

или  $\bar{S}(\sigma) = a\sigma^d$ , (11)

а функция нелинейности  $\bar{S}^0 = \frac{\bar{S}}{\sigma}$

$$\bar{S}^0 = 1 + \bar{V} \left( \frac{\sigma}{R_b} \right)^{\bar{m}} \quad (12)$$

или  $\bar{S}^0 = a\sigma^{d-1}$ . (13)

Заметим, что параметры нелинейности ( $\bar{V}, \bar{m}$ ) и ( $a, d$ ) взаимопределимы:

$$a = \frac{1 - \bar{V}}{R_b^{(d-1)}} \text{ и } d = \frac{\ln C \frac{1 + \bar{V} C^{\bar{m}}}{1 + \bar{V}}}{\ln C}, \quad (14)$$

\* Очевидно, что квазилинейные уравнения (7) и (9) не отражают фактора раздвоения нейтральных осей напряжения и деформации [5].

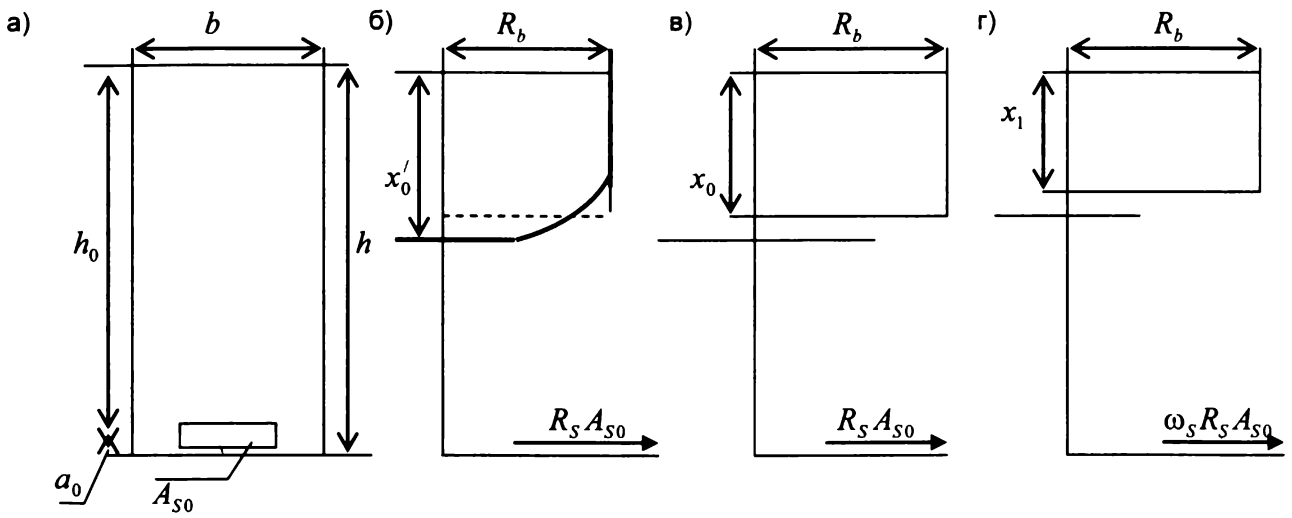


Рис.1. Схема вариантов предельного силового сопротивления балки при отсутствии коррозионного повреждения бетона

а - геометрия поперечного сечения, не поврежденного коррозией, железобетонной балки; б - соответствующие эпюра напряжений в сжатой зоне и усилия в растянутой арматуре в предельном состоянии по прочности; в - то же, согласно СП [3]; г - то же, с учетом возможных коррозионных повреждений арматуры

$b$  и  $h$  - ширина и высота поперечного сечения;  $x$  - высота сжатой зоны бетона (индексации при  $x$  относятся к каждому варианту НДС);  $A_{s0}$  - исходная площадь растянутой арматуры;  $\omega_s$  - коэффициент сохранения силового сопротивления поврежденной коррозией арматуры;  $R_b$  - кратковременный предел прочности бетона на сжатие;  $R_{bдл}$  - то же, длительный;  $\sigma_s$  - напряжения растяжения в рабочей арматуре ( $R_s$  - её предел прочности)

а значения  $C$  выбираются с помощью любого из известных приемов минимизации отклонения (13) от (12).

При растяжении или при разгрузке сжатого бетона силовое сопротивление следует линейному закону:  $S_0 = 1$  (15)

3. При одностороннем агрессивном воздействии железобетонного (или бетонного) элемента глубина повреждений может быть определена по (2), а также с помощью любой другой формулы, если она отражает влияние уровня напряженного состояния на проницаемость бетона. При этом распределение повреждений по высоте сечения описывается так называемой функцией повреждений  $K^*(z)$  [1].

$$0 \leq K^*(z) = \sum_{n=0}^{n=2} a_n z^n \leq 1, \text{ где} \quad (16)$$

$$a_0 = 1 - \left(\frac{p}{\delta}\right)^2; \quad a_1 = \frac{2p}{\delta^2}; \quad a_2 = -\frac{1}{\delta^2},$$

где  $p$  - толщина неповрежденной коррозией части сжатого бетона сечения.

Вследствие того, что (16) зависит лишь от геометрических условий, утверждается одинаковое влияние коррозионных повреждений на все так называемые механические характеристики силового сопротивления:

$$R_b^*(z) = K^*(z)R_b, \quad R_{бл}^*(z) = K^*(z)R_{бл},$$

$$E_{сп}^*(z) = K^*(z)E_{сп}, \quad K_{об}^* = K^*(z)K_{об}, \quad (17)$$

где  $K_{об}$  - обратимость деформации при разгрузке.

$$K_{об} = \frac{1}{S^0(\sigma)} \quad (18)$$

Перечисленные особенности (16) и (17) позволяют сформулировать признак эквивалентности, с помощью которого определяется остаточный ресурс силового сопротивления конструкций, поврежденных коррозией [6].

4. С учетом изложенного на примере оценки силового сопротивления нормального поперечного сечения железобетонной балки с одиночным армированием можно ответить на сформулированный данный вопрос.

Далее, для не поврежденного коррозией изгибаемого железобетонного элемента (рис.1, б) в предельном по прочности состоянии эпюра нормальных напряжений сжатия (предельное сопротивление) может быть описана формулой [6].

$$R_b(z) = R_b^* \left(\frac{z}{x}\right)^{\eta_\sigma} \quad (19)$$

$$\eta_\sigma = 1 - (1 - f_0) \frac{M}{M_{np}} = 1 - \frac{M}{M_{np}} + f_0 \frac{M}{M_{np}} \quad (20)$$

Значение параметра  $f_0$  в зависимости от класса бетона  $B$  (табл. 6.9 [4])

КЛАСС БЕТОНА В				
20 и ниже	30	40	50	60 и выше
0,06	0,13	0,15	0,17	0,18

(Здесь  $M$  - действующий изгибающий момент,  $M_{np}$  - предельный изгибающий момент)



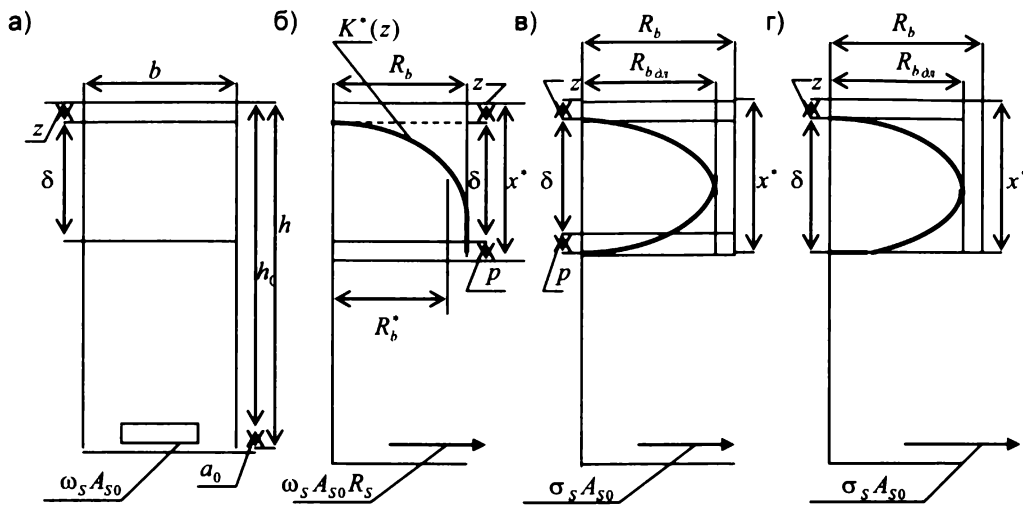


Рис. 2. Схема вариантов предельного сопротивления балки с поврежденными коррозией бетоном сжатой зоны и растянутой арматуры и схема напряженного состояния с учетом ограничений, накладываемых условиями устойчивости

а - геометрия поперечного сечения железобетонной балки, сжатая зона которой и растянутая арматура повреждены коррозией; б - соответствующая эпюра предельных  $R_b$  в сжатой зоне и усилие в растянутой арматуре в предельном состоянии по прочности; в - эпюра расчетных напряжений в сжатой зоне балки при её неполном коррозионном повреждении ( $p > 0$ ) и соответствующее усилие в растянутой арматуре; г - эпюра расчетных напряжений в сжатой зоне балки при максимально допустимом коррозионном повреждении ( $p = 0$ ) и соответствующее усилие в растянутой арматуре

$b$  и  $h$  - ширина и высота поперечного сечения;  $x$  - высота сжатой зоны бетона (индексации при  $x$  относятся к каждому варианту НДС);  $A_{s0}$  - исходная площадь растянутой арматуры;  $\omega_s$  - коэффициент сохранения силового сопротивления поврежденной коррозией арматуры;  $R_b$  - кратковременный предел прочности бетона на сжатие;  $R_{b\delta t}$  - то же, длительный;  $\sigma_s$  - напряжения растяжения в рабочей арматуре ( $R_s$  - её предел прочности)

Очевидно, что, согласно (19), при  $M = 0$  параметр  $\eta_\sigma$  и соответствующая эпюра сопротивлений в сжатой зоне балки представляется треугольником; при  $\frac{M}{M_{np}} = 1$  будет  $\eta_\sigma = f_0$ , когда одноименная эпюра очерчивается кривой рис.1, б. Если пренебречь влиянием  $f_0$ , т.е. принять

$$f_0 = 0 \text{ и } \eta_\sigma = 1 - \frac{M}{M_{np}}, \quad (21)$$

то при  $\frac{M}{M_{np}} = 1$  будет  $\eta_\sigma = 0$ , и эпюра сопротивления становится прямоугольной (рис.1, в). Кстати, именно она со времен А.Ф. Полейта определена нормативной основой оценки несущей способности железобетонных элементов. В последующем случае коррозионные повреждения арматуры приводят к уменьшению высоты сжатой зоны

$$x < x_0 < x'_0. \quad (22)$$

Исходя из недопустимости проникновения агрессивной среды в растянутый бетон (или в бетон, ранее находившийся в растянутой зоне) как одного из требований сохранения устойчивости силового сопротивления, вводятся ограничения:

$$x' > z' + \delta \quad (23)$$

$$\text{и } \omega_s A_s R_s \geq 2/3 \delta b R_b. \quad (24)$$

В случае коррозионного повреждения бетона эпюра предельного сопротивления с учетом функции повреждений (16) представлена на рис 2, а, б [6], а эпюра действующих напряжений (рис. 2, в, г) устанавливается с помощью алгоритма, строящегося на базе уравнений силового сопротивления (9), гипотезы плоских сечений, функции повреждений ( $K$ ) и напряжений (10) и (11):

$$\text{по (10) } \sigma(z, t) = \frac{M_0(t) E_{\text{вр.л}}(t, t_0)}{\bar{S}_{cp}^0 D^*(t, t_0)} F_0(z), \quad (25)$$

$$\text{по (11) } \sigma(z, t) = \frac{M_0(t) E_{\text{вр.л}}(t, t_0)}{(1 + \bar{V}) R_b D^*(t, t_0)} F_0(z), \quad (26)$$

где  $F_0(z) = z K^*(z)$ ,

а наибольшие напряжения сжатия вычисляются по формулам:

$$\text{при (10) } \max \sigma = 0,385 \frac{M_0(t) E_{\text{вр.л}}(t, t_0)}{\bar{S}_{cp}^0 D^*(t, t_0)} \delta, \quad (27)$$

$$\text{при (11) } \max \sigma = \left[ 0,385 \frac{M_0(t) E_{\text{вр.л}}(t, t_0) \delta}{(1 + \bar{V}) R_b D_{cp}^*} \right]^{1/d}, \quad (28)$$

где  $M_0$  - действующий в сечении изгибающий момент;  $\bar{S}^0$  - усредненное значение функции нелинейности;  $D^*$  - жесткость рассматриваемого сечения [8].

Таким образом, сформулирован и решен ряд задач силового сопротивления железобетона, поврежденного коррозией.

## Библиографический список

1. **Бондаренко В.М.** Феноменология кинетики повреждения железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде//Бетон и железобетон. - 2008. - № 2.
2. **Ребиндер П.А.** Новые методы физико-химических исследований поверхностных явлений. Труды института физхимии АН СССР, 1950.

3. **СП 52-101**, 2003, Москва, 2006.
4. **Бондаренко С.В., Санжаровский Р.С.** Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. Стройиздат. Москва, 1990.
5. **Бондаренко В.М.** Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Изд. Харьковского госуниверситета. Харьков. 1968.
6. **Бондаренко В.М.** О влиянии коррозионных повреждений на диссипацию энергии при силовом деформировании бетона//Бетон и железобетон. - 2009. - № 6.
7. **Поповко Я.Г.** Внутреннее трение при колебаниях упругих систем. Госстройиздат, Москва, 1960.
8. **Бондаренко В.М., Ягулов Б.А.** Жесткость и отпорность поврежденного коррозией железобетона, оцениваемого с учетом диссипации энергии//Бетон и железобетон. - 2008. - № 6.

## ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

*Р.Б. ГАРИБОВ, д-р техн. наук, И.И. ОВЧИННИКОВ, канд. техн. наук (Саратовский государственный технический ун-т)*

### МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОНИКАНИЯ ХЛОРИДСОДЕРЖАЩИХ СРЕД В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Во многих существующих методах прогнозирования срока службы железобетонных конструкций стремятся связать его с инкубационным периодом, т.е. периодом времени, затрачиваемым на проникновение хлоридов через защитный слой бетона и инициализацию коррозии арматуры. В некоторых работах инициализация процесса коррозии арматуры, или нарушение сцепления, рассматривается как отказ конструкции. Применение данного критерия обосновывается тем, что инкубационный период коррозии арматуры довольно часто представляет преобладающий период времени службы конструкции. Однако результаты, полученные с применением данной гипотезы предельного состояния, не отражают действительной долговечности конструкции, продолжающей работать с корродирующей арматурой до момента наступления предельного состояния по одному из параметров.

Для определения продолжительности инкубационного периода коррозии арматуры необходимо моделировать кинетику распределения концентрации хлоридсодержащей среды по объему конструкции. Существует несколько моделей проникания хлоридсодержащей среды в объем конструктивного элемента, однако, согласно общему мнению, наиболее корректным из них является закон диффузии.

В большинстве работ проникание агрессивной среды в конструктивные элементы моделируется вторым законом Фика, который для случая одномерной диффузии имеет вид:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}, \quad (1)$$

где  $t$  - время экспозиции в условиях воздействия хлоридсодержащей среды;  $C(x,t)$  - концентрация ионов хлора на расстоянии  $x$  от

поверхности бетона в момент времени  $t$ ;  $D$  - коэффициент диффузии хлорида.

Аналитическое решение уравнения (1) при условии, что начальная концентрация хлорида равна нулю, а коэффициент диффузии и поверхностная концентрация хлорида постоянны (соответствующее случаю проникания среды в полуограниченное тело), имеет вид:

$$C(x,t) = C_{\infty} \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right), \quad (2)$$

где  $C_{\infty}$  - равновесная концентрация хлорида на поверхности бетона и  $\operatorname{erf}$  - функция ошибок Гаусса (интеграл вероятности ошибки),

$$\operatorname{erf}(u) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-u^2} du.$$

В случае если начальная концентрация хлорида  $C_n$  отлична от нуля и равномерно распределена по объему тела, решение уравнения (1) при прочих прежних ограничениях будет иметь вид:

$$C(x,t) = C_n + (C_{\infty} - C_n) \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (3)$$

Зная значение критической концентрации  $C_{\text{кorr}}$ , т.е. концентрации, при достижении значения которой в области размещения арматуры последняя начинает корродировать, из уравнения (3) можно найти инкубационный период коррозии арматуры:

$$T_{\text{инкуб.}} = \frac{d^2}{4D} \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_{\infty} - C_{\text{кorr}}}{C_{\infty} - C_i} \right) \right]^{-2} \quad (4)$$

После расчета инкубационного периода коррозии арматуры производится оценка долговечности конструкции исходя из экспериментально определенной для данного класса арматуры и агрессивной среды скорости коррозионного износа последней.

К недостаткам описанного подхода можно отнести его применимость только к случаям одномерного процесса проникания хлоридсодержащей среды в объем конструктивного элемента, ограничения, вводимые на граничные и начальные условия, а также на коэффициент диффузии, что не позволяет учесть влияние напряженно-деформированного состояния материала конструкции и других факторов на кинетику проникания. Описанные ограничения приводят к значительному сужению области применимости описанного подхода.

Учет различных типов граничных условий, снятие ограничения с коэффициента диффузии и переход к многомерному уравнению диффузии позволили бы существенно расширить область применения диффузионной модели проникания, но в подавляющем большинстве случаев получение аналитического решения для них невозможно, применение же численных методов часто также сопряжено со значительными математическими трудностями.

При использовании диффузионной модели распределение концентрационного поля по объему конструктивного элемента определяется из решения  $n$ -мерного дифференциального уравнения массопереноса с соответствующими краевыми условиями (где  $n$  – размерность, определяемая характером воздействия внешней среды и геометрическими характеристиками исследуемого объекта), которое в общем случае имеет вид [1]:

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = \operatorname{div} \left( \sum_{k=2}^N D_{ik} \operatorname{grad} C_k \right) - \operatorname{div}(C_i W) \pm Q_{Mi} \quad (i = 1, 2, \dots, N). \quad (5)$$

Здесь  $C_i$  - концентрация  $i$ -того компонента агрессивной среды;  $t$  - время;  $D_{ik}$  - коэффициент диффузии  $i$ -того компонента агрессивной среды под действием диффузии  $k$ -того компонента, являющийся функцией локальных параметров состояния системы: температуры, давления, концентрации;  $W$  - скорость конвективного переноса массы;  $Q_{Mi}$  - параметр, учитывающий добавление или убыль  $i$ -того компонента среды за счет химических реакций;

$$\operatorname{grad} C = \partial C / \partial x \cdot \vec{i} + \partial C / \partial y \cdot \vec{j} + \partial C / \partial z \cdot \vec{k};$$

$\operatorname{div} \vec{F} = \partial F_x / \partial x + \partial F_y / \partial y + \partial F_z / \partial z$ . Процесс конвективного переноса обычно происходит в гетерогенных телах и представляет собой движение сред по микро- и макротрещинам, пустотам и другим подобным дефектам структуры.

Точные аналитические решения нелинейного уравнения в общем виде в квадратурах не найдены, поэтому в практических расчетах можно пользоваться только численными методами его решения. На основании изучения классических работ можно прийти

к выводу, что в аналитическом виде можно получить решения только небольшой части задач, имеющих практический интерес. Кроме того, эти решения часто содержат бесконечные ряды, специальные функции, трансцендентные уравнения для собственных значений и т. д., и их численная оценка может представлять весьма трудную задачу.

Но уровень развития численных методов и наличие мощных ЭВМ позволяют полагать, что почти для любой практической задачи можно составить математическую модель и провести ее численное исследование. Однако для задач, включающих сложную геометрию, сильные нелинейности и т. д., получение численного решения может оказаться трудным, а то и невозможным. Наконец, если математическая постановка задачи допускает более одного решения, трудно определить, соответствуют ли результаты расчета действительности.

Численное моделирование имеет ряд преимуществ по сравнению с соответствующим экспериментальным исследованием:

Наиболее важным преимуществом численного решения является его небольшая стоимость. В большинстве случаев стоимость затраченного машинного времени на много порядков ниже стоимости соответствующего экспериментального исследования. Значение этого фактора возрастает с увеличением масштабов и усложнением требующего изучения физического процесса.

Численное исследование можно провести очень быстро. Инженер имеет возможность за относительно короткое время просчитать сотни вариантов и выбрать оптимальное решение, в то время как соответствующее экспериментальное исследование заняло бы довольно много времени.

Численное решение задачи дает подробную и полную информацию. С его помощью можно найти значения всех имеющихся переменных во всей области решения. В отличие от эксперимента для расчета доступна практически вся исследуемая область и отсутствуют возмущения процесса, вносимые датчиками при экспериментальном исследовании. Очевидно, что ни в одном экспериментальном исследовании невозможно измерить распределение всех переменных во всей исследуемой области. Поэтому, даже если проводится экспериментальное исследование, большое значение для дополнения экспериментальной информации имеют результаты численного решения. Последнее можно получить для условий, соответствующих реальному исследуемому процессу, что далеко не всегда возможно при экспериментальном исследовании.

Если с помощью численного решения изучаются закономерности физического процесса, а не решаются сложные инженерные задачи, то можно сконцентрировать внимание на нескольких существенных параметрах этого процесса и исключить все несущественные явления. При этом можно моделировать

многие идеализированные условия, например, бесконечно быструю реакцию. При экспериментальном исследовании даже с помощью довольно тщательного эксперимента не всегда можно достичь таких идеализированных условий.

Однако численное моделирование имеет и свои недостатки. Численное решение дает количественное выражение закономерностей, присущих математической модели, в то время как с помощью экспериментального исследования наблюдается сама действительность. Таким образом, полезность расчета ограничена обоснованностью математической модели, т.е. результат численного решения зависит как от численного метода, так и от математической модели. Если используемая математическая модель не соответствует изучаемому явлению, то с помощью даже очень хорошей численной методики невозможно получить нужные результаты.

Следовательно, существенным является вопрос об обоснованности применяемой математической модели, так как для ряда практических проблем обоснованные математические модели пока не разработаны. В этих случаях неясно, в какой мере численные результаты согласуются с действительностью. Поэтому требуется экспериментальное обоснование результатов численного исследования. Эксперимент, несомненно, является единственным методом исследования новых фундаментальных явлений. В этом смысле расчет следует за экспериментом. Однако первый более эффективен для изучения проблемы, включающей несколько взаимодействующих известных явлений. Но и в этом случае следует обосновывать результаты расчета путем сравнения их с экспериментальными данными.

Методы численного решения дифференциальных уравнений переноса (диффузии) основаны на замене непрерывной информации, содержащейся в точном решении дифференциального уравнения, дискретными значениями зависимой переменной в конечном числе точек (называемых сеточными узлами или узловыми точками) расчетной области, рассматриваемыми в качестве основных неизвестных. Методы включают в себя получение системы алгебраических уравнений для этих неизвестных и алгоритм решения этих уравнений.

При получении алгебраических уравнений, являющихся дискретным аналогом исходного уравнения, надо использовать некоторое предположение о характере изменения зависимой переменной в интервале между узловыми точками, хотя можно выбрать этот профиль так, что достаточно одного алгебраического выражения для всей расчетной области. Часто бывает более удобным использовать кусочные профили, такие, что данный участок профиля описывает изменение зависимой переменной только в небольшой части этой области через значения в узловых точках, находящихся внутри и вокруг этой части. Расчетная область разбивается на некоторое

число подобластей, с каждой из которых можно связать свой предполагаемый профиль.

Дискретный аналог представляет собой алгебраическое уравнение, связывающее значение зависимой переменной в некоторой группе узловых точек. Алгебраическое уравнение получается из дифференциального уравнения и, следовательно, несет ту же физическую информацию. То, что в дискретный аналог входят значения только в нескольких узловых точках, является следствием кусочного характера выбранных профилей. Отличие дискретных аналогов друг от друга является следствием различных предположений о характере профиля зависимой переменной и способов получения аналога.

Дискретизацию дифференциального уравнения можно осуществить множеством способов. Наибольшее распространение получили следующие методы дискретизации [1, 2]: конечно-разностный метод, вариационный метод (к которому относится метод конечных элементов), метод взвешенных невязок.

**Конечно-разностный метод.** Обычная процедура получения конечно-разностных уравнений заключается в аппроксимации производных в дифференциальном уравнении обрезанными рядами Тейлора. Разложение дискретных значений зависимой переменной  $\Phi$  в ряд Тейлора около узловой точки  $i$ , расположенной посередине между точками  $i-1$  и  $i+1$  (так что  $\Delta x = x_i - x_{i-1} = x_{i+1} - x_i$ ), дает

$$\Phi_{i-1} = \Phi_i - \Delta x \left( \frac{\partial \Phi}{\partial x} \right)_i + \frac{(\Delta x)^2}{2} \left( \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \right)_i - \frac{(\Delta x)^3}{6} \left( \frac{\partial^3 \Phi}{\partial x^3} \right)_i + O((\Delta x)^4);$$

$$\Phi_{i+1} = \Phi_i + \Delta x \left( \frac{\partial \Phi}{\partial x} \right)_i + \frac{(\Delta x)^2}{2} \left( \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \right)_i + \frac{(\Delta x)^3}{6} \left( \frac{\partial^3 \Phi}{\partial x^3} \right)_i + O((\Delta x)^4).$$

Вычитая и складывая уравнения, получаем

$$\left( \frac{\partial \Phi}{\partial x} \right)_i = \frac{\Phi_{i+1} - \Phi_{i-1}}{2\Delta x} + O((\Delta x)^2) \quad \text{и}$$

$$\left( \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \right)_i = \frac{\Phi_{i-1} + \Phi_{i+1} - 2\Phi_i}{(\Delta x)^2} + O((\Delta x)^2)$$

При подстановке этих выражений в дифференциальное уравнение, получается конечно-разностный аналог исходного уравнения. Дискретный аналог уравнения массопереноса в случае одномерной диффузии будет иметь вид:

$$\frac{\Phi_i^{t+\Delta t} - \Phi_i^t}{\Delta t} = D \frac{\Phi_{i-1}^t - 2\Phi_i^t + \Phi_{i+1}^t}{(\Delta x)^2}; \quad (6)$$

$$\frac{\Phi_i^{t+\Delta t} - \Phi_i^t}{\Delta t} = D \frac{\Phi_{i-1}^{t+\Delta} - 2\Phi_i^{t+\Delta} + \Phi_{i+1}^{t+\Delta}}{(\Delta x)^2}. \quad (7)$$

Явная схема (6) устойчива при выполнении условия  $\Delta t \leq \Delta x^2/2D$ , неявная схема (7) безусловно устойчива.

**Вариационный метод** получения дискретных аналогов основывается на вариационном исчислении. К данному методу относится метод конечных элементов. В вариационном исчислении показано, что решение данных дифференциальных уравнений эквивалентно минимизации соответствующей величины – функционала. Эта эквивалентность называется вариационным принципом. Искомый дискретный аналог получается из условий минимума функционала относительно значений зависимой переменной в узловых точках. Вариационный метод очень часто используется в конечно-элементных методах исследования напряжений, где его можно связать с принципом виртуальных перемещений.

Сущность решения задач переноса методом конечных элементов заключается в том, что в области  $V$ , занимаемой телом, задается сетка, на каждом элементе которой задают распределение концентрации в виде:

$$\bar{C}(x_i, t) = M_q(x_i) \cdot C_q(t), \quad (8)$$

где  $M_q(x_i)$  - функции формы элемента (координатные функции);  $C_q(t)$  - неизвестные значения концентрации в узлах сетки;  $q$  - номера узлов элемента;  $i = 1, 2, 3$  - декартовы координаты.

Наряду с системой координатных функций  $M_q(x_i)$  вводят систему "весовых" функций  $N_p(x_i)$ , определенную на сетке с другими элементами, но при этом узлы первой и второй сеток совпадают. Подставив соотношение (8) в дифференциальное уравнение переноса и применив операцию "взвешивания" с "весовыми" функциями  $N_p(x_i)$  к невязке приближенного решения, можно получить систему нелинейных обыкновенных дифференциальных уравнений для определения  $C_q(t)$ . Для одномерной задачи в результате такой подстановки в уравнение (5) получим

$$\int_V N_p(x) \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( D \frac{\partial M_q}{\partial x} \right) - W \frac{\partial M_q}{\partial x} \right] dV C_q(t) - \int_V N_p(x) Q dV - \int_V N_p(x) M_q(x) dV \frac{\partial C_q(t)}{\partial t} = 0, \quad (9)$$

где  $p, q = 1, 2, \dots, N$ ;  $N$  - число узлов.

Используя теорему Остроградского – Гаусса, в уравнении (9) перейдем от интегрирования к сумми-

рованию по конечным элементам расчетной области. Из условия сохранения интегрального баланса для каждой подобласти получим систему уравнений, решение которой с соответствующими краевыми условиями позволяет определить  $C_q(t)$ .

**Метод взвешенных невязок.** Эффективным методом решения дифференциальных уравнений является метод взвешенных невязок. Представим дифференциальное уравнение в виде

$$L(\Phi) = 0. \quad (10)$$

Предположим, что приближенное решение  $\Phi$  имеет вид

$$\bar{\Phi} = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_m x^m,$$

где  $a_i$  - неизвестные параметры. Подставим  $\bar{\Phi}$  в дифференциальное уравнение (10) и выделим невязку  $R$ , которая равна:

$$R = L(\bar{\Phi}).$$

Необходимо минимизировать эту невязку. Предположим, что

$$\int W R dx = 0,$$

где  $W$  - весовая функция, а интеграл берется по рассматриваемой области. Выбирая последовательность весовых функций, можно получить количество уравнений, достаточное для нахождения параметров. Решив полученную систему алгебраических уравнений для неизвестных параметров, найдем приближенное решение дифференциального уравнения. Выбирая различные классы весовых функций, можно получить различные версии метода (имеющие свои названия).

Простейшей весовой функцией является  $W = 1$ . С помощью такой функции можно в рамках данного метода построить систему уравнений, разбивая расчетную область на подобласти или контрольные объемы и выбирая значения весовых функций одновременно равные единице в одной из подобластей и нулю во всех остальных. Этот вариант метода взвешенных невязок называется методом подобласти, или методом контрольного объема. В нем полагается, что интеграл от невязки по каждому контрольному объему должен быть равен нулю. Так как в работе для решения уравнения диффузии применяется метод контрольного объема, то рассмотрим его более подробно.

**Метод контрольного объема.** Основная идея метода контрольного объема поддается прямой физической интерпретации. Расчетная область разбивается на некоторое число непересекающихся контрольных объемов таким образом, что каждая узловая точка содержится в одном контрольном объеме. Дифференциальное уравнение интегрируется по каждому контрольному объему. Для вычисления интегралов используются кусочные профили, которые описывают изменение зависимой переменной между узловыми точками. В результате находят дискретный аналог дифференциального уравнения, в который входят значения переменной в нескольких узловых точках.

Полученный подобным образом дискретный аналог выражает закон сохранения для конечного контрольного объема точно так же, как дифференциальное уравнение выражает закон сохранения для бесконечно малого контрольного объема. Одним из важных свойств метода контрольного объема является то, что в нем заложено точное интегральное сохранение таких величин, как масса, количество движения и энергия на любой группе контрольных объемов и, следовательно, на всей расчетной области. Это свойство проявляется при любом числе узловых точек, а не только в предельном случае очень большого их числа. Таким образом, даже решение на грубой сетке удовлетворяет точным интегральным балансам.

Результат решения дискретных уравнений относительно значений в узловых точках можно рассматривать двойко. В методе конечных элементов и большинстве методов взвешенных невязок в качестве приближенного решения берется предполагаемое изменение зависимой переменной, состоящее из значений в узловых точках и интерполяционных функций (или профилей) между узловыми точками.

Напротив, в конечно-разностном методе в качестве решения рассматриваются только значения переменной в узловых точках и не делается никаких явных указаний о характере изменения ее между этими точками. В методе контрольного объема используется тот же подход. Интерполяционные формулы или профили рассматриваются как вспомогательные, необходимые для расчета интегралов. После получения дискретных аналогов предположения о характере профилей можно не учитывать. Такой подход дает полную свободу использования различных профилей для интегрирования разных членов дифференциального уравнения.

### Библиографический список

1. **Гарибов Р.Б.** Сопротивление железобетонных элементов конструкций воздействию агрессивных сред // Р.Б. Гарибов. - Саратов : СГУ, 2003. - 228 с.
2. **Овчинников И.И.** Накопление повреждений в стержневых и пластинчатых армированных конструкциях, взаимодействующих с агрессивными средами // И.И. Овчинников, Г.А. Наумова. Волгоград. гос. архит. - строит. ун-т. Волгоград. Изд. - во ВолгоГАСУ. 2007. 272 с.

---

## НАШИ ЮБИЛЯРЫ

---

### К 85-летию В.М. БОНДАРЕНКО

22 июня исполнилось 85 лет Виталию Михайловичу Бондаренко – действительному члену Российской академии архитектуры и строительных наук, действительному члену Российской инженерной академии, доктору технических наук, профессору, заслуженному деятелю науки и техники РСФСР, лауреату Премии Совета Министров РФ, заслуженному инженеру России, почётному строителю России, члену Британского института гражданских инженеров, Международной ассоциации писателей и публицистов, почётному доктору и профессору ряда высших учебных заведений.

Виталий Михайлович Бондаренко родился в 1925 году; с декабря 1942 года по 1945 годы в действующей армии – сапёр-рядовой, истребитель танков - помкомвзвода ПТР, танкист-командир самоходного арторудия СА У152. Участвовал в Воронежском прорыве, в сражениях южного фланга Курской битвы, в освобождении Украины, в боях в Польше, Германии, Чехословакии, во взятии Берлина и спасении Праги. Был четыре раза ранен.

После демобилизации из армии в 1945 году, работал на восстановлении заводов Запорожсталь, Красная Звезда, в НИИ шахтного строительства и одновременно учился в техникуме и вузе. По окончании строительного института (1952) был на производстве, строил город Красновардейск, шахты, промышленные предприятия, гражданские, сельскохозяйственные и специальные здания и сооружения. Был главным инженером Харьковского строительного комбината Мингорсельстроя.

Кандидатскую диссертацию защитил в 1961 году, докторскую в 1969 году; доцент, профессор, заведующий кафедрами, проректор Харьковского инженерно-строитель-

ного института, Всесоюзного заочного инженерно-строительного института, директор отраслевого Всесоюзного научно-проектного института.

Много лет был академиком-секретарем отделения строительных наук и вице-президентом РААСН. В настоящее время заведует кафедрой железобетонных конструкций в Московской государственной академии коммунального хозяйства и строительства.

Первую научную статью В.М. Бондаренко опубликовал в 1949 году; она была посвящена оценке устойчивости железобетонных колонн в неравновесной постановке. С этого времени проблемы силового сопротивления железобетона, железобетонных конструкций, зданий и сооружений и их безопасности стали основными в его научных исследованиях. За прошедшие годы им опубликовано более 350 научных трудов, из которых не менее 90% посвящены теории железобетона (кроме того, часть работ относится к технологическому и экологозащитному строительному обеспечению аграрной и коммунальной отраслей народного хозяйства и проблемам совершенствования высшего технического образования).

В связи с тем, что современная теория сооружений разработана не только в рамках геометрической неизменяемости, но и для стадии устойчивого состояния, В.М.Бондаренко сформулированы предложения по введению дополнительного расчётного предельного состояния – устойчивости силового сопротивления. При этом варианты и сочетания нагрузок и воздействий включают постоянные и статические режимные, динамические технологические, сейсмические и импульсивные нагружения аварийного и несилового происхождения, изменения структуры сооружений; неравномерные нагружения, в т.ч. за счёт нели-

нейного деформирования, осадок оснований; несиловые коррозионные повреждения.

Используемая В.М. Бондаренко базовая, физическая модель силового сопротивления бетона и железобетона включает максимум признаков, наблюдаемых в экспериментах и при натурном мониторинге. Также модель различает мгновенное деформирование и запаздывающее деформирование (ползучесть), простую ползучесть и режимную ползучесть; нелинейную связь между напряжениями и мгновенными деформациями ползучести, а также зависимость этих связей от знака действующих напряжений. Эта модель допускает приведения реологического уравнения к квазилинейной форме.

Опираясь на гипотезы и закономерности механики твёрдых тел и термодинамики, используя данные других исследователей, вводя дополнительные посылки, В.М. Бондаренко создал уточнённую расчётную модель напряжённо-деформируемого состояния бетона и железобетона, позволившую как получить новые фундаментальные результаты, так и улучшить известные решения актуальных задач теории железобетона. К введённым дополнительным посылкам в частности относятся:

- нелинейные обобщения уравнений кинетики развития неравновесных процессов силового сопротивления железобетона во времени;

- интегральные описания и оценка деформационных характеристик элементов железобетонных конструкций при неоднородном напряжённо-деформированном состоянии;

- нелинейные энергетические инварианты режимного разрушения бетона;

- единая связь коррозионных повреждений со всеми механическими характеристиками силового сопротивления бетона;

- эквивалентная оценка влияния коррозионных повреждений для расчётных усилий, используемая при устойчивом силовом сопротивлении железобетонных конструкций;

- причинно-обусловленная взаимосвязь энергостерезисной и коррозионной диссипации силового сопротивления и её зависимости от уровня напряжённого состояния.

На этой совокупной основе В.М. Бондаренко внёс свой вклад в теорию силового сопротивления бетона и железобетонных конструкций, развивая базовые положения и установив ряд новых актуальных явлений и закономерностей.

В частности, осуществлены нелинейные обобщения традиционных уравнений кинетики развития неравновесных процессов силового сопротивления:

- выявлена стадийность состояния неравновесных процессов силового сопротивления бетона и, следовательно, железобетонных конструкций и сооружений, заключающаяся в том, что в зависимости от уровня действующих напряжений возможна как их стабилизация во времени (стадия устойчивого состояния), так и их лавинные развития (стадия неустойчивого состояния);

- разработана методика интегральных оценок, эквивалентно заменяющая прямой учёт физической нелинейности деформирования материалов условным приведением к линейным, но переменным по координатам полёта жесткостям;

- введены нелинейные энергетические инварианты режимного разрушения бетона;

- сформулировано и мотивировано эквивалентное приведение повреждённых коррозией сечений к расчётным сечениям с скорректированной формой;

- установлена прямая связь между коррозионными повреждениями, гистерезисными потерями и силовым сопротивлением бетона.

На этой основе построена вводимая в механику железобетона т.н. диссипативная теория силового сопротивления, позволяющая как уточнить имеющиеся решения с учётом факторов гистерезисного поглощения энергии и эксплуатационных коррозионных повреждений, так и получить некоторые актуальные новые результаты.

В связи со сказанным можно отметить методику расчёта режимной длительной прочности, виброползучести и выносливости, методы аналитического построения меры простой ползучести и функции глубин коррозионных повреждений, а также классификацию неравновесных процессов силового сопротивления по признакам состояния - устойчивого и неустойчивого. И далее, в диапазоне стадии устойчивого сопротивления – сцепление арматуры с бетоном и потери предварительного напряжения арматуры; несущей способности по нормальному и по наклонному сечению изгибаемых элементов; устойчивости колонн и влияния возможных повреждений узлов статически неопределимых конструкций; а при динамическом режиме конструкции, фактор расстройки резонанса.

Вместе с тем, В.М. Бондаренко установлено, что повреждения, увеличивая гистерезисное поглощение энергии при колебаниях, не только уменьшают частоту собственных колебаний, но и приводят к гашению динамических эффектов при сосредоточенных импульсивных или сейсмических нагрузениях, при внезапных изменениях структуры сооружений и т.п. Им также показано, что повреждения существенно изменяют напряжённое состояние элементов конструкций и могут быть причиной локального лавинного падения силового сопротивления, а затем и лавинного разрушения конструкций, что, в свою очередь, при потере геометрической неизменяемости ведёт к обрушению сооружений.

Одновременно, В.М. Бондаренко сформулировал и решил задачи управления напряжённым состоянием конструкции и на этой базе предложил методы оптимизации технологического энергопотребления промпредприятий, а также новые конструктивные формы подземных сооружений, вытекающие из факта их совместной работы с деформируемой горной средой размещения.

В.М. Бондаренко – педагог с полувековым опытом работ в высших учебных заведениях, автор учебников и учебных пособий, он уделял особое внимание проблемам совершенствования технологии высшего образования. Еще в начале 70-х годов прошлого столетия в интересах улучшения качества обучения, повышения квалификации и ментальности профессиональной подготовки и интеллектуального уровня выпускников вузов им разработаны, направлены в государственные органы, а в 1978 году опубликованы предложения по внедрению в вузы двух-трёх уровневых обучения. Через 20 лет, в 1998 году, состоялось с участием РФ принятие Международного т.н. Болонского протокола о двухступенчатой подготовке специалистов.

За подвиги в Великой Отечественной войне, заслуги в производственной, научной и педагогической деятельности В.М. Бондаренко награжден многими орденами и медалями Советского Союза и Российской Федерации. Ему была объявлена Персональная благодарность Президента Российской Федерации "За большой вклад в развитие отечественной фундаментальной строительной науки".

Пожелаем Виталию Михайловичу крепкого здоровья и дальнейших творческих успехов.

*Академики РААСН Н.И.Карпенко, В.И.Травуш*

**Шилин А.А. Кирпичные и каменные конструкции. Повреждения и ремонт:** Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге изложены важнейшие принципы и методы диагностики и оценки состояния каменных и кирпичных строительных конструкций. Дан серьезный анализ особенностей эксплуатации каменных и кирпичных зданий и сооружений.

Рассмотрены современные технологии и материалы для ремонта, реставрации, а также защиты от воздействий окружающей среды и несоблюдения правильного эксплуатационного режима.

Описаны и систематизированы различные типы и виды повреждений и дефектов конструкций. Проанализированы причины, их вызывающие.

В книге обобщены результаты многолетнего изучения отечественного и зарубежного опыта ремонта и реставрации кирпичных и каменных конструкций, включая более чем двадцатилетний опыт автора, полученный им при выполнении подобных работ на объектах различного назначения.

В книге собран богатейший иллюстративный материал – технологические схемы, рисунки, чертежи, а также большое количество фотографий из разных городов и стран.

**Методы контроля качества материалов и строительных конструкций. Лабораторный практикум / Шилин А.А., Кириленко А.М., Загоршменный А.И. и др. / Под ред. проф., д.т.н. Шилина А.А. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)**

В лабораторном практикуме описаны методы, основанные на многолетнем опыте практических и научно-исследовательских работ по контролю качества строительных конструкций и материалов с учетом самых современных разработок, используемых в мировой и отечественной практике.

Рассмотрены схемы применения методов неразрушающего и разрушающего контроля для оценки состояния строительных конструкций. Приведены примеры наиболее типичных видов дефектов и повреждений конструкций и сооружений

Описаны виды и типы самых современных приборов, используемых для определения и оценки самых различных параметров и характеристик конструкций и материалов.

Даны практические, а также научно-теоретические рекомендации для специалистов, занимающихся вопросами диагностики и оценки состояния строительных конструкций.

Книга рекомендована также как учебное пособие для студентов и аспирантов соответствующих ВУЗов и специальностей.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

**Шилин А.А. Ремонт строительных конструкций с помощью инъецирования:** Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 170с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге рассматриваются практически все аспекты использования современных инъекционных технологий при строительстве, ремонте, реставрации и усилении конструкций и сооружений различного назначения, а также при укреплении грунтовых и породных массивов.

Описаны технологии герметизации трещин и пористых участков в кирпичных, каменных и железобетонных конструкциях; упрочнения кирпичных, каменных и трещиноватых бетонных конструкций больших размеров; заполнения пустот в конструкциях и за ними.

Приведены варианты технических приемов и проектных решений, а также принципы расчета параметров инъецирования.

Описано большое число практических примеров применения новейших материалов для инъецирования, приведены технические характеристики.

Рассмотрены способы нагнетания, виды используемого оборудования.

Значительное внимание уделено такому важному фактору, как контроль производства инъекционных работ.

Книга написана на основе изучения зарубежного и отечественного опыта, а также многолетних научных и практических работ автора в этой области.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

**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: [info@tridaholding.ru](mailto:info@tridaholding.ru)

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, А.И. Звездов, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, В.В. Ремнев (главный редактор), А.С. Семченков, А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 28.07.10. Формат 60х88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0. Тираж 930 экз. Заказ №

Адрес для писем:

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

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

<http://www.cstroy.ru/kindwork/izdat/beton>

Тел. (495) 703-9762

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