

## СОДЕРЖАНИЕ

### БЕТОНЫ

<i>ТОТУРБИЕВ Б.Д., ТОТУРБИЕВ А.Б.</i> Наноструктурированные жаростойкие бетоны из нанодисперсных высокомолекулярных силикатных систем с повышенными эксплуатационными свойствами .....	2
<i>ФЕДЮК Р.С.</i> Влияние структуры на паропроницаемость фибробетона .....	5
<i>ЮДОВИЧ Б.Э., ЗВЕЗДОВ А.И., ДЖАНТИМИРОВ Х.А., ЗУБЕХИН С.А.</i> Минеральная арматура в наномодифицированной портландцементной матрице .....	9

### АРМАТУРА

<i>МАДАТЯН С.А.</i> Современные материалы и технологии арматурных работ .....	12
<i>БЕДАРЕВ В.В., ЗВЕЗДОВ А.И., БЕДАРЕВ Н.В., БЕДАРЕВ А.В.</i> Универсальный периодический профиль арматуры для железобетонных конструкций .....	17

### КОНСТРУКЦИИ

<i>КОЯНКИН А.А., МИТАСОВ В.М.</i> Испытания сборно-монолитного перекрытия на строящемся жилом доме .....	20
<i>ГОРОХОВ М.С., РОННОВ Е.П.</i> О применении фибробетона в корпусных конструкциях речных судов .....	22

### ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

<i>ГОГОЛЕВ Ю.А., ЧЕРНЫШЕВ В.А., ПАНФИЛОВ А.В.</i> Сваи эффективного сечения с использованием высокопрочных арматурных сталеб класса А600С .....	24
---	----

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

<i>ЗЕНИН С.А., ШАРИПОВ Р.Ш., КУДИНОВ О.В.</i> Анализ существующих методов оценки податливости связей крпнопанельных зданий .....	26
<i>КРАСНОЩЕКОВ Ю.В.</i> Системная модель коэффициента призмной прочности бетона .....	29

*Б.Д. ТОТУРБИЕВ, д-р техн. наук, проф., академик РИА (Институт геологии ДНЦ РАН);  
А.Б. ТОТУРБИЕВ канд. техн. наук (ООО Опытно-научное производственное  
предприятие)*

## **НАНОСТРУКТУРИРОВАННЫЕ ЖАРОСТОЙКИЕ БЕТОНЫ ИЗ НАНОДИСПЕРСНЫХ ВЫСОКОМОДУЛЬНЫХ СИЛИКАТНЫХ СИСТЕМ С ПОВЫШЕННЫМИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫМИ СВОЙСТВАМИ**

В настоящее время в технологии производства строительных материалов большой прогресс возможен на базе новых современных наукоемких и высоко-развитых технологий, обеспечивающих высокое качество продукции, ее экологическую безопасность, эффективное использование сырья, экономию ресурсов.

В этой связи на сегодняшний день нанотехнологии остаются наиболее перспективными и высокоразвитыми. Использование их дает возможность получения новых строительных материалов с улучшенными характеристиками свойств за счет структурообразования на атомарном уровне [4]. Следовательно, можно отметить перспективность и актуальность исследований, направленных на расширение номенклатуры наноструктурированных строительных материалов, в том числе огнеупорных, из нанодисперсных высоко-модульных силикатных систем (полисиликаты) с повышенными эксплуатационными свойствами.

В этом направлении в Институте геологии ДНЦ РАН проводятся научные исследования комплексного использования ресурсов нерудного сырья для строительной индустрии на базе современных наукоемких, энергоресурсосберегающих и высоких технологий, разработанных в области материаловедения [6, 7]. В частности, исследуются нанодисперсные полисиликатные системы, обладающие уникальными связующими свойствами, обеспечивающие комплексное применение любого нерудного сырья в композициях с различным целевым назначением.

Важной характеристикой силикатных систем является мольное отношение  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  – силикатный модуль. По современной классификации, силикатсодержащие материалы характеризуются мольным отношением содержания диоксида кремния к оксиду щелочного катиона (силикатный модуль –  $M$ ) и образуют следующий ряд состояний: высокощелочные системы ( $M < 2$ ); жидкие стекла ( $M = 2 \dots 4$ ); полисиликаты ( $M = 4 \dots 25$ ); золи ( $M > 25$ ) [1, 2, 4, 9].

Полисиликаты, или высокомодульные стекла, представляют собой переходную область составов от жидких стекол к кремнезолям, имеют частицы размером 4-5 нм и классифицируются как наноматериалы. Основное отличие полисиликатов от жидких стекол и высокощелочных силикатных систем – их полимерная форма, которая составляет 60 % и более от общего содержания кремнезема, что обеспечивает высокие

прочностные свойства образующихся гелевых структур. Использование полисиликатов в клеевых композициях придает материалам большую водостойкость и улучшает термостойкость огнеупорных материалов, что предопределяет возможность их применения для получения жаростойких композиционных вяжущих и бетонов на их основе [6, 7].

В данной статье приводится обобщение результатов ранее проведенных исследований получения наноструктурированных жаростойких бетонов с использованием в качестве связующего вещества нанодисперсного полисиликата натрия и огнеупорного материала: алюмосиликатного шамота и карбида кремния марки 54С Лужского абразивного завода, плотностью 3,2 г/см<sup>3</sup>, следующего химического состава соответственно, %: SiC – 96,21; Si<sub>св</sub> – 0,4; C<sub>св</sub> – 0,13; (Fe + Al) – 1,05.

Алюмосиликатный шамот характеризуется показателями свойств: огнеупорность – 1730°C; средняя плотность (в куске) – 2000 кг/м<sup>3</sup>; коэффициент линейного термического расширения – 4,5...6·10<sup>-6</sup>/°C. Химический состав, %: CaO – 0,6; SiO<sub>2</sub> – 0,94; Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> – 41,97; SiO<sub>2</sub> – 53,15; Fe<sub>2</sub>O<sub>4</sub> – 2,45; TiO<sub>2</sub> – 1,05; примеси – 1,50.

Обобщая результаты исследований получения полисиликатов, можно отметить, что в большинстве случаев исходными компонентами являются золи кремниевой кислоты и водные или безводные силикаты щелочных металлов [1, 2, 4, 5, 9].

В наших исследованиях для получения полисиликата натрия в качестве силиката щелочного металла использованы тонкодисперсные безводные силикаты натрия, как наиболее распространенные для получения концентрированных коллоидных щелочных растворов, вследствие его дешевизны, отсутствия способности к кристаллизации и ряда других свойств. Полисиликат натрия с кремнеземистым модулем 6...6,5 (SiO<sub>2</sub>:Na<sub>2</sub>O) получали путем взаимодействия безводного силиката натрия с 30%-ным водным раствором гидрозолья диоксида кремния при 70...90°C, с последующей выдержкой не более 0,5 ч [5].

Жаростойкую бетонную смесь оптимального состава (% масс. 80:20) огнеупорный заполнитель: полисиликатнатриевое композиционное вяжущее соответственно готовили в следующей последовательности. Тонкоизмельченный огнеупорный наполни-

Показатели свойств жаростойких бетонов	Жаростойкие бетоны на карбиде кремния		Жаростойкие бетоны на алюмосиликатном шамоте	
	на силикатнатриевой композиции	на полисиликатнатриевой композиции	на силикатнатриевой композиции	на полисиликатнатриевой композиции
Максимальная температура применения при одностороннем нагреве, °С	1600	1750	1380	1450
Предел прочности при сжатии после сушки при 200°С, МПа	22-25	25-30	18-20	20-25
Средняя плотность после сушки при 200°С, г/см <sup>3</sup>	2,3-2,5	2,5-2,7	1,95-2,0	2,1-2,2
Открытая пористость после сушки при 200°С, %	19-20	17-19	19-24	19-20
Линейная усадка после обжига до максимальной температуры применения, %	+0,24	+0,13	+0,12	+0,1
Теплопроводность при температуре 1200°С, Вт/(м·К)	12,5	11,9	0,97	0,9
Температура начала размягчения под нагрузкой 0,2 МПа, °С	1550	1680	1350	1390
Термостойкость, число водяных теплосмен после термообработки при 1300°С	50	> 70	40	60

тель ( $S_{y0} = 3000 \text{ см}^2/\text{г}$ ) смешивали с водным раствором полисиликата натрия в скоростной лабораторной мешалке до получения суспензии огнеупорного полисиликатнатриевого композиционного вяжущего. Затем в полученную суспензию вводили мелкозернистый огнеупорный наполнитель и перемешивали в течение 3...4 мин до получения однородной массы бетона. Твердение отформованных образцов происходило в сушильном шкафу при температуре 180...200°С.

С целью растворения частиц безводного силиката натрия в кремнезоле для образования полисиликата натрия и тончайших клеевых пленок на поверхности шамотного наполнителя отформованные образцы подвергали низкотемпературной тепловой обработке по режиму: подъем температуры от 20 до 90°С – 1,5 ч, выдержка при 90±5°С – 0,5 ч. Подъем температуры до 200°С – 1 ч, выдержка 2 ч для последующего обезвоживания (твердения) системы, которое проходило без заметных усадочных явлений и способствовало ее упрочнению.

Основные сравнительные показатели свойств жаростойких бетонов на силикатнатриевом и полисиликатнатриевом композиционном вяжущем приведены в таблице. Из нее следует, что жаростойкие бетоны на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем имеют значительно более высокие показатели термостойкости, температуры начала деформации под нагрузкой 0,2 МПа и т.д. в сравнении с аналогичными бетонами на силикатнатриевом композиционном вяжущем [8]. Это объясняется тем, что в жаростойком бетоне при использовании в качестве связующего полисиликата натрия взамен силиката натрия снижается содержание щелочного оксида ( $\text{Na}_2\text{O}$ ) – легкоплавкого составляющего. Кроме того, при образовании силикатной пленки из полисиликата натрия вокруг зерен наполнителя уменьшается процесс окисления карбида кремния. Это подтверждается также результатами рентгеноструктурного анализа полисиликатнатриевого композиционного вяжущего (рис. 1, а, б).

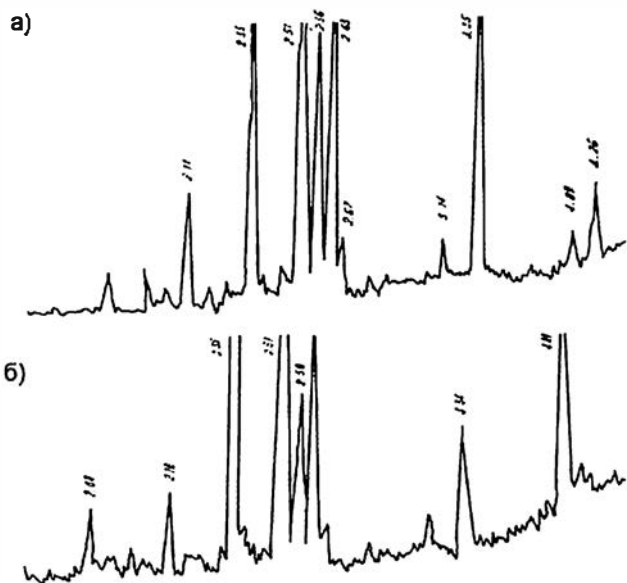


Рис. 1. Рентгенограмма карбидкремнийполисиликатнатриевого композиционного вяжущего после термообработки

а - при 800°С; б - при 1400°С

В изучаемой композиции защитная пленка образуется на карбидкремниевых частицах уже до температур окисления, что подтверждается увеличением интенсивности линий  $d\text{Å}$  (3,35) кварца. При этом интенсивность линий  $d\text{Å}$  (4,09) кристобалита остается неизменной. На рентгенограмме образца композиционного вяжущего, нагретого до 1400°С, содержание кристобалита растет, а интенсивность линий  $d\text{Å}$  (3,35) кварца уменьшается.

Снижение окисления в карбидкремниевом бетоне при введении карбидкремнийполисиликатнатриевого композиционного вяжущего косвенно подтверждается изменением его прочностных свойств в нагретом состоянии. Например, образец жаростойкого бетона из карбидкремниевое силикатнатриевого композиционного вяжущего аналогичного состава при 1400°С (в нагретом состоянии) имел прочность 2...2,2 МПа, тогда как бетон на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем при этой температуре характеризовался прочностью 5 МПа (рис. 2).

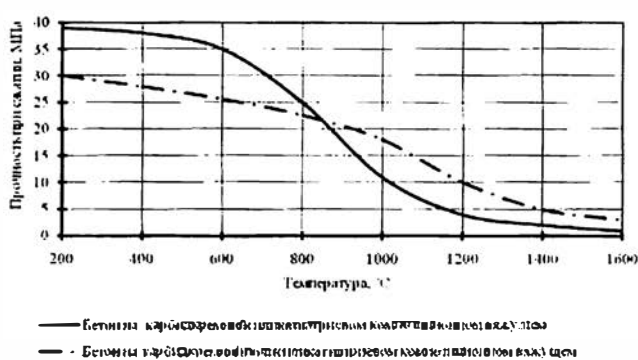


Рис. 2. Зависимость прочности бетона нагретых образцов жаростойкого карбидкремниевго бетона от температуры

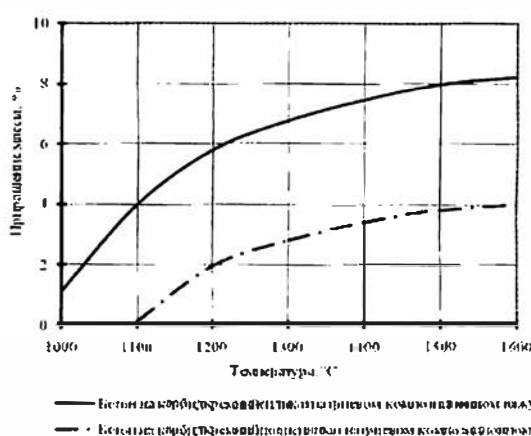


Рис. 3. Влияние температуры на окисляемость жаростойкого карбидкремниевго бетона

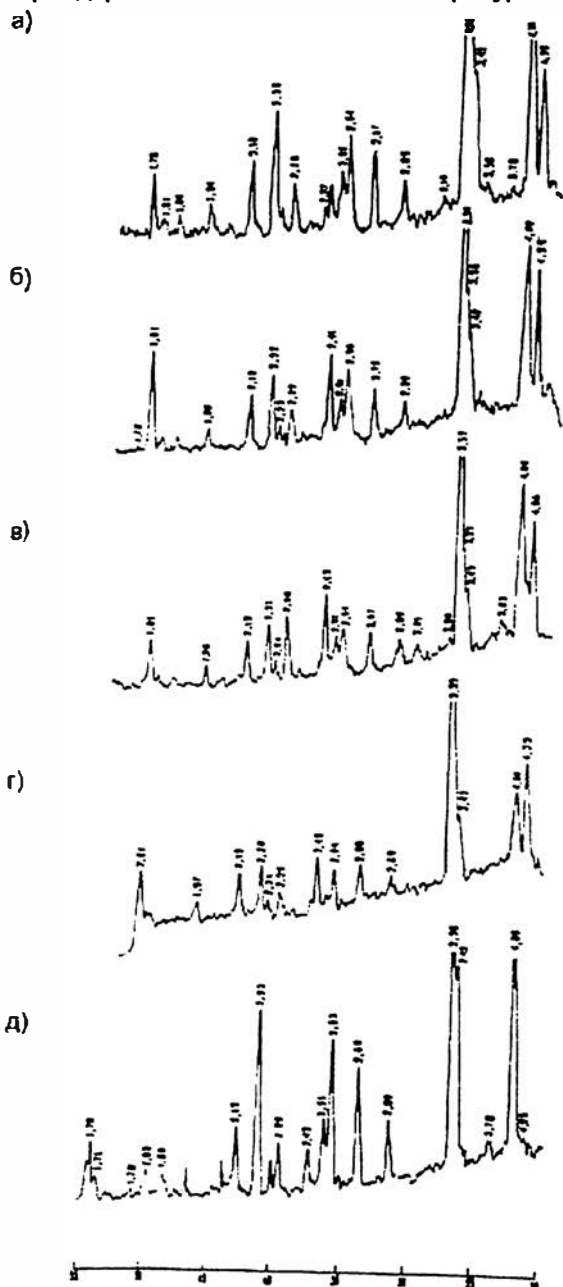


Рис. 4. Рентгенограммы полисиликатнатриевого композиционного вяжущего на тонкомолотом шамоте после термообработки

а - исходный шамот; б - 200°C; в - 800°C; г - 1250°C; д - 1450°C

На рис. 3 показано влияние температуры на окисляемость карбидкремниевго бетона на карбидкремнийсиликатнатриевом и полисиликатнатриевом композиционных вяжущих. Так, бетон на первом из них характеризует раннюю окисляемость, примерно с 800°C, что связано с прибавлением массы, и при нагревании до 1600°C увеличение превышает 8%. Между тем окислительные свойства карбидкремни-

евого бетона на основе второго вяжущего проявляются заметно позже – при температуре 1100°C, а прибавление массы идет плавно, достигая только 3% при нагревании до 1600°C.

Результаты рентгеноструктурного анализа исходного алюмосиликатного шамотного заполнителя (рис. 4, а) показывает, что в нем содержится: кварц ( $d - 4,26; 3,36; 1,82 \text{ \AA}$ ); кристобалит ( $d - 4,10; 2,52; 2,56; 1,78 \text{ \AA}$ ); муллит ( $d - 3,42; 3,39; 2,39; 2,54; 2,28; 2,25 \text{ \AA}$ ) и незначительное количество аморфного вещества, которое может реагировать с полисиликатом натрия, образуя еще более вязкие системы высокомолекулярного стекла.

Рентгенограммы исследуемого нами полисиликатнатриевого композиционного вяжущего на тонкомолотом алюминатном шамоте, нагретого до 200, 800, 1250 и 1450°C, представлены на рис. 4, б, в, г, д. Отмечается некоторое увеличение аморфного вещества в препарате при сравнении рентгенограмм исходного шамота (рис. 4, а) и вяжущего, нагретого до 200°C (рис. 4, б), с рентгенограммой вяжущего, нагретого до 800°C (рис. 4, в), которое можно объяснить растворением под воздействием оксида натрия части кварца, присутствующего в шамоте.

По рентгенограмме вяжущего, нагретого до 1250°C (рис. 4, г), можно судить о наличии в системе муллита ( $d - 2,20; 2,29; 2,54; 2,68; 2,89; 3,42 \text{ \AA}$ ), кристобалита ( $d - 2,12; 4,09 \text{ \AA}$ ) и кварца ( $d - 1,81; 3,35; 4,26 \text{ \AA}$ ). Однако если сравнивать ее с рентгенограммой вяжущего, нагретого до 800°C, то отмечается заметное снижение интенсивности линий кварца и кристобалита. Это, возможно, объясняется воздействием на систему оксида натрия, поскольку тот, образуя стеклофазу с кварцем, препятствует выделению кристобалита.

С увеличением температуры обжига до 1450°C (рис. 4, д) на рентгенограмме вяжущего прослеживается рост интенсивности линий кристобалита ( $d - 4,09; 2,12 \text{ \AA}$ ), линия кварца ( $d - 4,26 \text{ \AA}$ ) почти полностью исчезает. Здесь, видимо, при такой температуре интенсивно кристаллизуется кристобалит из аморфного кремнезема, полученного при дегидратации геля кремниевой кислоты. Линии же кварца исчезают вследствие его перехода в аморфную форму (в стеклофазу) под действием оксида натрия, т.е. при прев-

ращении кварца в высокомолекулярный полисиликат натрия.

Таким образом, в результате проведенных исследований разработаны наноструктурированные жаростойкие бетоны с повышенными эксплуатационными свойствами. В качестве связующего вещества в них использован коллоидный нанодисперсный полисиликат натрия.

Проявления столь высокой реакционной способности кремнезема в составе различных жаростойких композиций заключаются в том, что полисиликатные растворы, наряду с частицами золя, содержат в своем составе мономеры, олигомеры и полимерные разновидности кремнезема.

Формирование омоноличивающих новообразований в структуре жаростойких бетонов из полисиликата натрия принципиально отличается от образования связующей пленки силиката натрия и характеризуется высокой термостойкостью и температурой применения из-за низкого содержания щелочного компонента ( $\text{Na}_2\text{O}$ ) – легкоплавкого составляющего в жаростойком бетоне.

Вышеприведенные сравнительные показатели свойств жаростойкого карбидкремниевый и алюмосиликатного шамотного бетона на силикатнатриевом и полисиликатнатриевом композиционных вяжущих показали, что жаростойкие бетоны на последнем имеют значительно более высокие показатели термостойкости, температуры начала деформации под нагрузкой 0,2 МПа и т.д. в сравнении с аналогичными бетонами на силикатнатриевом композиционном вяжущем.

Комплексные физико-химические, термомеханические и другие исследования подтвердили возмож-

ность образования защитной пленки с высоким содержанием  $\text{SiO}_2$  вокруг зерен карбида кремния, способствующего уменьшению процесса окисления карбидкремниевый бетона.

Рентгеноструктурный анализ полученных данных показывает, что в алюмосиликатном шамоте, используемом для жаростойкого бетона, имеются кварц, кристобалит, муллит и значительное количество аморфного вещества, которое легко может реагировать с компонентами растворенного безводного силиката натрия в кремнезолье, образуя вязкие системы высокомолекулярного стекла (полисиликаты).

### Библиографический список

1. Айлер Р. Химия кремнезема / пер. с англ. - М.: Мир, 1982. - Ч 1. - 416 с.
2. Брыков А.С. Силикатные растворы и их применение // Учебное пособие. - Санкт-Петербург: СПбГИ (ТУ), 2009. - 54 с.
3. Войтович В.А. Нанонаука, нанотехнологии, строительные наноматериалы. - Режим доступа к журн.: [http:// interlibrary.parod.ru/GenCat/GenCat.Scient.Dep/GenCatArch](http://interlibrary.parod.ru/GenCat/GenCat.Scient.Dep/GenCatArch).
4. Корнеев В.И., Данилов В.В. Растворимое и жидкое стекло. - СПб.: Стройиздат, 1996. - 23 с.
5. Пестерников Г.Н., Максютин А.С., Пучков С.П., Обухова В.Б. Способ получения полисиликатов натрия (варианты) // Патент России №2124475. - 1999. - Бюл. № 1.
6. Тотурбиев А.Б. Жаростойкое композиционное вяжущее на полисиликатах натрия // Бетон и железобетон. - 2012. - № 3. - С.5-8.
7. Тотурбиев Б.Д., Тотурбиев А.Б. Карбидкремниевый жаростойкий бетон с низкой окисляемостью // Бетон и железобетон. - 2010. - № 6. 2- С.2-4
8. Тотурбиев Б.Д. Строительные материалы на основе силикатнатриевых композиций.- М.: Стройиздат, 1988. - 208 с.
9. Шабанова Н.А., Саркисов П.Д. Основы золь-гель технологии нанодисперсного кремнезема. - М.: "Академкнига", 2004. - С. 208.

*Р.С. ФЕДЮК, старший преподаватель (Дальневосточный федеральный ун-т)*

## ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРЫ НА ПАРПРОНИЦАЕМОСТЬ ФИБРОБЕТОНА

Паропроницаемость характеризуется способностью пропускать или задерживать водяной пар в результате парциального давления водяного пара при одинаковом давлении на обеих сторонах материала. Паропроницаемость зависит от физических свойств материала, в частности от плотности структуры, определяемой поровым пространством [1-3]. Материал большей плотности соответствует меньшему значению коэффициента паропроницаемости.

Паропроницаемость определяется экспериментальным путем согласно Указанию UNIENISO 12572 для сухого и влажного климата. Результаты исследования разработанного мелкозернистого бетона на различных составах композиционного вяжущего представлены в таблице.

Результаты испытаний образцов мелкозернистого бетона на паропроницаемость в зависимости от состава вяжущего показали, что наилучшие результаты имеют образцы составов № 2 и 3, приготовлен-

ные из оптимальных соотношений цемента, золы и известняка. Сравнивая показатели паропроницаемости этих составов с составом № 1, приготовленным на традиционном цементе (0,03 мг/(м·ч·Па), следует отметить, что показатели паропроницаемости разработанных составов № 2 и 3 снижаются, по сравнению с составом № 1, соответственно для сухого климата на 31 и 18% и для влажного климата на 17 и 30%. Эти результаты свидетельствуют о формировании плотной структуры мелкозернистого бетона.

Увеличение тонкости помола композиционного вяжущего способствует созданию микрокапиллярной структуры и значительному снижению объема макрокапилляров и, таким образом, уменьшению паропроницаемости (как, впрочем, и других видов проницаемости бетона).

Рассматривая влияние водоцементного отношения на проницаемость мелкозернистого фибробетона, следует особо отметить явление седиментации,

№ состава	Расход материалов на 1 м <sup>3</sup>							ОК	Паропроницаемость, мг/(м·ч·Па)		
	Вяжущее, кг				Отсев дробления гранитного щебня, кг	Песок, кг	Вода, л		для сухого климата	для влажного климата	
	Ц	Зола	Известняк	ГП							
1	550	–	–	1,2	1000	623	10-12	220	0,032	0,030	
2	278	235	37						330	0,022	0,021
3	265	246	39						334	0,026	0,025
4	247	257	46						337	0,027	0,026
5	234	268	48						343	0,030	0,029
6	220	278	52						348	0,032	0,030

вызываемой высокой подвижностью цементного теста, а также различными показателями объемной массы и конфигурации заполнителя и дисперсной арматуры. Расслоение фибробетонной смеси заключается в осаднении вначале более крупных фракций, составляющих смесь. В ходе расслоения выжимается свободная вода, которая, поднимаясь вверх, обтекает зерна заполнителей, образуя сеть сообщающихся капилляров. Подобное выжимание воды обуславливает наружное водоотделение, скопление воды на горизонтальных поверхностях бетонных образцов, при этом верхний слой бетона становится более пористым. При внутреннем водоотделении часть воды скапливается под нижними поверхностями частиц заполнителей и образует полости, параллельные слоям укладки бетона [4-6].

Седиментация бетонной смеси была выявлена в большей или меньшей степени в образцах № 4, 5 и 6. У образцов № 2 и 3, а также у контрольного образца № 1 процесс седиментации не был отмечен.

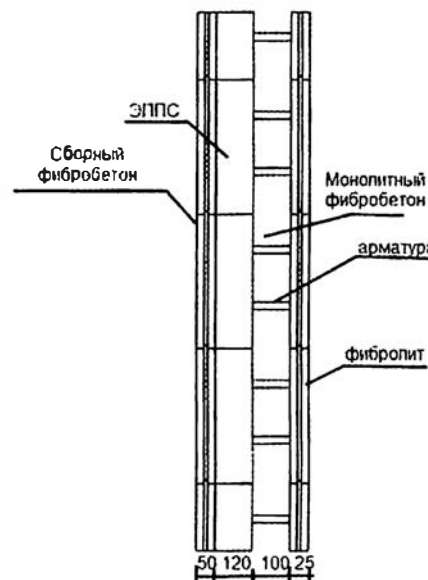
Для определения влияния дисперсного армирования на седиментацию были заформованы образцы как с фиброй, так и без нее. Выявлено, что равномерное распределения большого количества поразному ориентированных фибр в бетоне противодействует водоотделению, седиментации, упрочняет контактную зону "заполнитель – цементный камень", препятствует трещинообразованию, повышает плотность образцов.

Кроме того, отмечено положительное влияние дисперсного армирования на паропроницаемость бетона. Это связано с тем, что присутствие соответствующим образом подготовленной и равномерно распределенной фибры в значительной степени затрудняет процессы изменения объема в твердеющем бетоне, предупреждая возможности появления и раскрытия трещин различного происхождения. Фибра эффективно повышает способность бетона поглощать энергию внутренних (усадка) и внешних (динамическая нагрузка, вибрация, внешняя нагрузка) граничных напряжений.

Апробация полученных результатов по паропроницаемости осуществлялась для защиты внутренних помещений и утеплителя от влаги для стеновой конструкции зданий Владивостокского морского собрания, согласно СНиП 23-01-2003 и СП 23-101-2004.

Наружные стены этого здания выполнены монолитными с внутренним утеплением экструзионным пенополистиролом. Использована монолитная

фибробетонная стена с применением разработанной несъемной опалубки. Конструкция состоит из наружного фибробетонного слоя толщиной 50 мм, затем укладывается внутренний слой экструзионного пенополистирола толщиной 120 мм, следующий слой фибробетона толщиной 100 мм и внутренний фибролитовый лист толщиной 25 мм (см. рисунок).



Монолитная фибробетонная стена с применением разработанной несъемной опалубки. Слои (снаружи внутрь) – фибробетон 50 мм, экструзионный пенополистирол 120 мм, фибробетон 100 мм, фибролитовый лист 25 мм

Расчетная температура  $t_{int}, ^\circ\text{C}$  и относительная влажность внутреннего воздуха  $\varphi_{int}, \%$ :  $t_{int} = 20^\circ\text{C}$  (по ГОСТ 30494),  $\varphi_{int} = 55 \%$  (по СНиП 23-02).

Расчетная зимняя температура  $t_{ext}, ^\circ\text{C}$  и относительная влажность наружного воздуха  $\varphi_{ext}, \%$  определяются следующим образом [7-9]:  $t_{ext}$  и  $\varphi_{ext}$  принимаются соответственно равными средней месячной температуре и средней относительной влажности наиболее холодного месяца. Для Владивостока наиболее холодный месяц январь ( $t_{ext} = -13,1^\circ\text{C}$ ,  $\varphi_{ext} = 61 \%$ ).

Влажностный режим внутренних помещений – нормальный; зона влажности для Владивостока – влажная, тогда условия эксплуатации ограждающих конструкций определяют по параметру  $B$  (по СНиП 23-02).

Наружная многослойная стена здания состоит из следующих слоев, считая от внутренней поверхности:

1 - фибролитовый лист толщиной 25 мм, плотностью  $\rho_0 = 500 \text{ кг/м}^3$ , расчетные коэффициенты теплопроводности  $\lambda_B = 0,19 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{C)}$ , паропроницаемость  $\mu = 0,11 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$ ;

2 - монолитный фибробетон толщиной 100 мм, плотностью  $\rho_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$ ,  $\lambda_B = 2,04 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$ ,  $\mu = 0,021 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$ ;

3 - экструзионный пенополистирол толщиной 120 мм, плотностью  $\rho_0 = 28 \text{ кг/м}^3$ ,  $\lambda_B = 0,031 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$ ,  $\mu = 0,013 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$ ;

4 - сборный фибробетон толщиной 50 мм, плотностью  $\rho_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$ ,  $\lambda_B = 2,04 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$ ,  $\mu = 0,021 \text{ мг/(м}\cdot\text{ч}\cdot\text{Па)}$ ;

Сопrotивление теплопередаче ограждающей конструкции равно

$$R_0 = 1/8,7 + 0,025/0,19 + 0,1/2,04 + 0,12/0,031 + 0,05/2,04 + 1/23 = 4,223 \text{ (м}^2\cdot\text{°C)/Вт.}$$

Согласно СНиП 23-02, плоскость возможной конденсации в многослойной конструкции совпадает с наружной поверхностью утеплителя.

Сопrotивление паропроницанию  $R_{vp}$ ,  $\text{м}^2\cdot\text{ч}\cdot\text{Па/мг}$  ограждающей конструкции (в пределах от внутренней поверхности до плоскости возможной конденсации) должно быть не менее нормируемых сопротивлений паропроницанию, определяемых по формулам (1) и (2):

$$R_{vp1}^{req} = (e_{int} - E)R_{vp}^c / (E - e_{ext}); \quad (1)$$

$$R_{vp2}^{req} = 0,0024z_0(e_{int} - E_0) / (\rho_w \delta_w \Delta_{av} + \eta), \quad (2)$$

где  $e_{int}$  - парциальное давление водяного пара внутреннего воздуха, Па, при расчетной температуре и относительной влажности этого воздуха, определяемое по формуле

$$e_{int} = (\varphi_{int}/100)E_{int}, \quad (3)$$

где  $E_{int}$  - парциальное давление насыщенного водяного пара, Па, при температуре  $t_{int}$  принимается по СП 23-101: при  $t_{int} = 20^\circ\text{C}$   $E_{int} = 2338 \text{ Па}$ .

Тогда при  $\varphi_{int} = 55\%$   $e_{int} = (55/100)2338 = 1286 \text{ Па}$ ;

$E$  - парциальное давление водяного пара, Па, в плоскости возможной конденсации за годовой период эксплуатации, определяемое по формуле

$$E = (E_1z_1 + E_2z_2 + E_3z_3)/12, \quad (4)$$

где  $E_1, E_2, E_3$  - парциальные давления водяного пара, Па, принимаемые по температуре  $t_i$ , в плоскости возможной конденсации, определяемой при средней температуре наружного воздуха соответственно зимнего, весенне-осеннего и летнего периодов;  $z_1, z_2, z_3$  - продолжительность, месяцы, соответственно зимнего, весенне-осеннего и летнего периодов, определяемая с учетом следующих условий:

а) к зимнему периоду относятся месяцы со средними температурами наружного воздуха ниже минус  $5^\circ\text{C}$  (с декабря по февраль);

б) к весенне-осеннему периоду относятся месяцы со средними температурами наружного воздуха от минус  $5$  до плюс  $5^\circ\text{C}$  (март, апрель, ноябрь);

в) к летнему периоду относятся месяцы со средними температурами наружного воздуха выше плюс  $5^\circ\text{C}$  (с мая по октябрь).

Значения температур в плоскости возможной конденсации  $t_i$ , соответствующие этим периодам, определяются по формуле:

$$t_i = t_{int} - (t_{int} - t_i)(R_{si} + \Sigma R)/R_0, \quad (5)$$

где  $t_i$  - расчетная температура наружного воздуха  $i$ -го периода,  $^\circ\text{C}$ , принимаемая равной средней температуре соответствующего периода;  $R_{si}$  - сопротивление теплопередаче внутренней поверхности ограждения, равное  $R_{si} = 1/\alpha_{int} = 1/8,7 = 0,115 \text{ м}^2\cdot\text{°C/Вт}$ ;  $\Sigma R$  - термическое сопротивление слоя ограждения в пределах от внутренней поверхности до плоскости возможной конденсации.

Определим термическое сопротивление слоя ограждения в пределах от внутренней поверхности до плоскости возможной конденсации

$$R = 0,025/0,19 + 0,1/2,04 + 0,12/0,031 = 4,05 \text{ (м}^2\cdot\text{°C)/Вт.}$$

Установим для периодов их продолжительность  $z_i$ , сут, среднюю температуру  $t_i$ ,  $^\circ\text{C}$ , по СНиП 23-01 и рассчитаем соответствующую температуру в плоскости возможной конденсации  $t_i$ ,  $^\circ\text{C}$ , по формуле (5) для климатических условий Владивостока:

зима (январь, февраль, декабрь):

$$z_1 = 3 \text{ мес};$$

$$t_1 = [(-13,1) + (-9,8) + (-9,2)]/3 = -10,7^\circ\text{C};$$

$$t_1 = 20 - (20 + 10,7)(0,115 + 4,05)/4,223 = -7,04^\circ\text{C};$$

весна - осень (март, апрель, ноябрь):

$$z_2 = 3 \text{ мес};$$

$$t_2 = [(-2,4) + 4,8 + (-0,3)]/3 = 0,7^\circ\text{C};$$

$$t_2 = 20 - (20 - 0,7)(0,115 + 4,05)/4,223 = 1,85^\circ\text{C};$$

лето (май - октябрь):

$$z_3 = 6 \text{ мес};$$

$$t_3 = (9,9 + 13,8 + 18,5 + 21 + 16,9 + 9,7)/5 = 15,0^\circ\text{C};$$

$$t_3 = 20 - (20 - 15,0)(0,115 + 4,05)/4,223 = 14,95^\circ\text{C}.$$

По температурам (1, 2, 3) для соответствующих периодов определяем по СП 23-101 парциальные давления ( $E_1, E_2, E_3$ ) водяного пара:  $E_1 = 337 \text{ Па}$ ,  $E_2 = 698 \text{ Па}$ ,  $E_3 = 1705 \text{ Па}$  и по формуле (4.4) определим парциальное давление водяного пара  $E$ , Па, в плоскости возможной конденсации за годовой период эксплуатации ограждающей конструкции для соответствующих продолжительностей периодов  $z_1, z_2, z_3$ .

$$E = (337 \cdot 3 + 698 \cdot 3 + 1705 \cdot 6)/12 = 1111 \text{ Па}.$$

Сопrotивление паропроницанию ( $R_{vp}^c$ ,  $\text{м}^2\cdot\text{ч}\cdot\text{Па/мг}$ ) части ограждающей конструкции, расположенной между наружной поверхностью и плоскостью возможной конденсации, определяется по формуле:

$$R_{vp}^c = 0,008/0,43 + 0,12/0,11 = 1,11 \text{ м}^2\cdot\text{ч}\cdot\text{Па/мг}.$$

Среднее парциальное давление водяного пара наружного воздуха  $e_{ext}$ , Па, за годовой период определяют согласно СНиП 23-01

$$e_{ext} = (280 + 290 + 390 + 620 + 910 + 1240 + 1470 + 1400 + 1040 + 700 + 500 + 360)/12 = 767 \text{ Па.}$$

Определяем нормируемое сопротивление паропрооницанию из условия недопустимости накопления влаги за годовой период эксплуатации по СНиП 23-02:

$$R_{vp1^{нч}} = (1286 - 1111) 1,11/(1111 - 767) = 0,56 \text{ м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{Па}/\text{мг.}$$

Для расчета нормируемого сопротивления паропрооницанию  $R_{vp2^{нч}}$  из условия ограничения влаги за период с отрицательными средними месячными температурами наружного воздуха берут определенную ранее продолжительность этого периода  $z_0$ , сут, среднюю температуру этого периода  $t_0, ^\circ\text{C}$ :  $z_0 = 151$  сут,  $t_0 = -7,0^\circ\text{C}$ .

Температуру  $\tau_0, ^\circ\text{C}$ , в плоскости возможной конденсации для этого периода определяют по формуле:

$$\tau_0 = 20 - (20 + 7,0)(0,115 + 4,05)/4,223 = -4,9^\circ\text{C}.$$

Парциальное давление водяного пара  $E_0$ , Па, в плоскости возможной конденсации определяют по СП 23-101 при  $\tau_0 = -4,89^\circ\text{C}$  равным  $E_0 = 405$  Па.

Согласно СНиП 23-02, в многослойной ограждающей конструкции увлажняемым слоем является утеплитель, в данном случае экструзионный пенополистирол плотностью  $\rho_w = \rho_0 = 28 \text{ кг}/\text{м}^3$  при толщине  $\gamma_w = 0,12$  м. Предельно допустимое приращение расчетного массового отношения влаги в этом материале по СНиП 23-02  $\Delta w_{dv} = 25 \%$ .

Средняя упругость водяного пара наружного воздуха периода месяцев с отрицательными средними месячными температурами, определенная ранее, равна  $e_0^{ср} = 364$  Па.

Коэффициент  $\eta$  определяется согласно СНиП 23-02:

$$\eta = 0,0024(405 - 364)151/1,11 = 13,39.$$

Определим  $R_{vp2^{нч}}$  по СНиП 23-02:

$$R_{vp1^{нч}} = 0,0024 \cdot 151(1286 - 405)/(28 \cdot 0,1 \cdot 25 + 13,39) = 3,83 \text{ м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{Па}/\text{мг.}$$

При сравнении полученного значения  $R_{vp}$  с нормируемым устанавливаем, что  $R_{vp} > R_{vp2^{нч}} > R_{vp1^{нч}}$ . Следовательно, ограждающая конструкция удовлетворяет нормативным требованиям в отношении сопротивления паропрооницанию.

Таким образом, установлено, что в образцах № 2 и 3 за счет оптимизации состава бетонной смеси происходит снижение показателей паропрооницаемости, которые находятся в рамках показателей, не допускающих выпадения конденсата как на внутренних поверхностях многослойной стены жилого здания, так и в пределах толщи утеплителя.

### Библиографический список

1. **Рубанов В.Г.** Численные методы и оптимизация. - Белгород: БГТУ им. В.Г. Шухова, 2004. - 160 с.
2. **Тугарина А.О.** Фиброгазозобетон с использованием продуктов растительных полимеров: дисс. ... канд. тех. наук. 05.23.05. - СПб: СПбГАСУ, 2009. - 166 с.
3. **Трунова И.Е., Зарецкая С.В.** Гигиеническая оценка качества питьевой воды во Владивостоке // Pacific Medical Journal, 2006. - № 3. - С. 64-66.
4. **Sarcar Shondeep L.** Autcin pierre-claude. Microstructural study of aggregate / hydrated paste interface in very high strength rivel gravel concretes / Shondeep L. Sarcar, Diatta Yaya // Bond. Cementitious Compos.: Symp., Boston, Mass., Dec. 2-4, 1987. Pittsburgh. - 1988. - Pp. 111-116.
5. **Ратинов В.Б., Розенберг Т.И.** Добавки в бетон. - М.: Стройиздат, 1989. - 188 с.
6. **Литвиненко Д.В.** Наружные несущие стены из ячеистого бетона плотностью D400-D600 для многоэтажных монолитных зданий: дисс. ... канд. тех. наук. 05.23.01. - М., 2005. - 178 с.
7. **Лукьянов В.И., Малкин Б.А.** Влияние влагосодержания и его градиента на величину теплопроводности строительных материалов // Теплоизоляция зданий. Сборник трудов НИИСФ. - М., 1986. - С. 168-178.
8. **Федюк Р.С.** Долговечность различных марок строительного пенополистирола // Вестник КузГТУ. - 2013. - № 5. - С. 143-148.
9. **Федюк Р.С.** Монолитные железобетонные ограждающие конструкции с применением несъемной опалубки из пенополистирола / Р.С. Федюк // Вестник ИрГТУ. - 2013. - № 10 (81). - С. 185-190.

## К сведению читателей

**ЗОТКИН А.Г.**

**Бетон и бетонные конструкции.**

Изд. 2-е, доп. и перераб. -

М.: Издательство АСВ. - 2016. - 328 с.

ISBN 978-5-4223-0106-2

В издании в доступной форме излагаются получение, строение и свойства тяжелого (обычного) бетона, требования к материалам. Подробно рассмотрено применение добавок в бетоне. Разъясняются основные положения науки о бетоне, их практические аспекты, позволяющие получать бетон с требуемыми свойствами. Уделяется внимание различию свойств бетона, в том чис-

ле долговечности. На основе обобщения литературных данных приведены практические рекомендации по ряду вопросов технологии бетона.

Привлечены понятия из других дисциплин (от физики и химии до математической статистики), необходимые для рассмотрения процесса твердения бетона, способов улучшения его свойств, повышения стойкости при эксплуатации, контроля качества.

Второе издание существенно дополнено, включены новые разделы и стандарты, введенные в 2012-2014 гг.

Издание ориентировано на практиков, занимающихся производством бетона и конструкций из него, в первую очередь монолитных. Может быть полезно студентам, аспирантам и начинающим научным работникам.



## МИНЕРАЛЬНАЯ АРМАТУРА В НАНОМОДИФИЦИРОВАННОЙ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТНОЙ МАТРИЦЕ

**Состояние вопроса.** В настоящее время в строительных конструкциях используются следующие виды армирования минеральными материалами из стекло-, базальто- и углеродных волокон толщиной 9-15 мкм: фибра, проволока и стержни из композитного материала на базе полимерной матрицы. Основные недостатки, сдерживающие широкое применение в строительстве композитной арматуры, – низкие огнестойкость и модуль упругости на растяжение.

В настоящей статье рассматривается вопрос возможности создания композитного материала из цементной матрицы, армированной непрерывными минеральными волокнами или фиброй.

Взаимодействие чисто волоконной минеральной арматуры с цементной матрицей достаточно сложно и неоднозначно. Имеются данные об агрессивном воздействии щелочной среды портландцементного камня на некоторые виды минеральной арматуры, вплоть до ее полного растворения.

В частности, стеклянная фибра и волокно в щелочной среде цементной матрицы растворяется достаточно быстро и не может применяться в большинстве случаев строительной практики [4]. Базальтовая фибра толщиной 5-15 мкм в щелочной среде цементной матрицы разрушается [4]. Толстая базальтовая фибра толщиной 30-100 мкм достаточно стойка и долговечна, но значительно уступает тонкой в прочности и технологичности. Карбоновая фибра очень дорога и не перспективна для применения в массовом строительстве. Волоконная арматура из ровинга имеет те же недостатки, что и дисперсная из аналогичного материала.

Таким образом, в ряде случаев портландцементный камень не является достаточно благоприятной средой для дисперсной и чисто волоконной арматуры и не может рекомендоваться в качестве надежной матрицы.

**Матрица из наномодифицированного цемента.** Нами рассмотрено взаимодействие минеральной (волоконной и дисперсной) арматуры с новым типом вяжущего низкой водопотребности, производимого соизмельчением портландцементного клинкера или домолом портландцемента с порошкообразным суперпластификатором, в настоящее время преимущественно олигонафталинсульфонатом, формирующим минерально-органические наночастицы на частицах клинкерной части материала и обозначенном в предстандарте ПСТ РФ как "наномодифицированный портландцемент". Далее для краткости будет использован термин "наноцемент". Подробнее вопрос, касающийся взаимодействия цементной матрицы и минерального волокна, рассмотрен нами в [5].

Вид наночастиц на частицах цемента представлен на рис. 1. Показано, что они защищают nano-цемент от водяного пара и углекислоты, так что срок его хранения без потерь прочности гарантируется в течение 3 мес, а по факту в силосах и таре нет ни малейших потерь его гидравлической активности в течение соответственно 9 и 12 лет [5]. В новых работах установлено, что это изменяет фазовый состав продуктов гидратации nano-цемента. В них на годы сохраняются нанокластеры гидросиликатов кальция  $[\text{nc}(\text{C} - \text{S} - \text{H})]$  – зерна диаметром 5,5 нм состава  $(\text{CaO})_{1,65}(\text{SiO}_2)(\text{H}_2\text{O})_{1,75}$ , возникающие в течение первого часа после затворения цемента водой из первичного трехкальциевого гидросиликата  $\text{C}_3\text{SH}_{1,5-2}$  по топохимическому механизму [5].

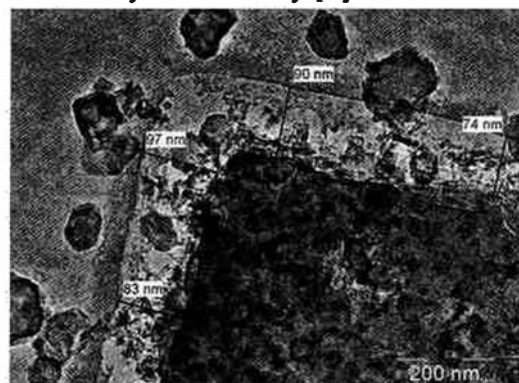


Рис. 1. Частица nano-цемента в сканирующем зондовом микроскопе [5]

В гидратах обычного портландцемента эти нанокластеры сохраняются только до конца схватывания. Реагируя с продуктами разложения не перешедшей в кластеры части  $\text{C}_3\text{SH}_{1,5-2}$ , а именно с гидролитической известью  $\text{CH}$  и гидрогелем кремнезема, они формируют основную массу обычных гидросиликатов кальция повышенной и пониженной основности  $\text{CSH}(\text{II})$  и  $\text{CSH}(\text{I})$  с  $\text{C/S} > 1,7$  и  $< 1,3$  соответственно, а остаточный гидроксид кальция  $\text{CH}$  формирует пачки пластинчатых микрокристаллов портландита.

Особенность сохраняющихся в бетонах на nano-цементе нанокластеров заключается в присутствии в них в течение всего времени существования бетона силоксановых групп (СОГ):  $-\text{O} - \text{Si}^{\text{IV}} - \text{O} - \text{Si}^{\text{IV}} - \text{O} - \text{Si}^{\text{IV}} - \text{O} -$ . Они представляют собой триады кремнекислородных тетраэдров  $[\text{SiO}_4]$ , в которых последний в группе (выделен жирным шрифтом) отклонен на  $\sim 60^\circ$  от плоскости двух других, и каждый имеет противоположные соседним направления вершин [6-8]. Установлено, что эти группы сосредотачиваются в наружных зонах нанокластеров, окружая их кальциево-кислородное (не гидроксильное!) содержимое, а свободные валентности отклоняющихся тетраэдров агрегируют нанокластеры в сростки микро-, а затем и макроклас-

теров. В свободных зонах между последними кристаллизуются многоводные гидраты-гидроалюминаты с гидроферритами и моносульфалюминаты кальция (AFm-фазы), а также трехкальциевые гидросульфалюминаты типа этtringита (AFt-фазы) [15]. Любопытно, что в "отрывной" теории прочности бетона, развитой в СССР [10], подобные упомянутым макроагрегатам зерна, взаимодействуя между собой, определяют общую и контактную прочность бетона, его сцепление с арматурой, а также время развития (при заданном уровне напряжений) трещин межзернового сдвига и смятия бетона выступами арматуры.

Принципиальные различия в поведении между портландцементом и наноцементом, полученным на его основе, помимо обусловленных отличиями вещественного состава и соотношения компонентов, обсуждаемыми в бетоноведении, разделяются на две группы – физические и химические [5].

**Физические отличия.** Макрокластеры и зерна, согласно [11], могут быть взаимно отождествлены. Такую физическую привязку ранее осуществить было невозможно. Вследствие этого теория [11], опередившая свое время, до сих пор не является общепринятой.

Теперь ситуация коренным образом изменилась. Первый из достигнутых в этой связи новых результатов заключается в том, что наблюдаемое существенное удлинение вплоть до порядка величины времени индукционного периода развития трещин межзернового сдвига при разрушении цементного камня наноцемента и бетона на его основе (по сравнению с равнопрочными материалами на базе портландцемента) может быть приписано тормозящему влиянию нанооболочек на частицах наноцемента и на их гидратах, в которые они переходят. Оно обусловлено большей статической прочностью и жесткостью (на 30-50%) полярно-ковалентных связей в СОГ по сравнению с полярными связями в кальций-гидроксильных группах из обычных гидросиликатов кальция в камне портландцемента (значения динамической прочности при этом могут различаться еще больше – в разы).

В этом заключается коренная причина повышенных характеристик прочности, долговечности и стабильности во времени бетонов на основе наноцемента, а особенно его повышенного сцепления с арматурой и высокой прочности на смятие в контактных зонах с арматурой. Повышение гомогенности композитных материалов на наноцементе с дисперсной арматурой, улучшая межагрегатные межзерновые связи, улучшает свойства композитов, подобно замене портландцемента его наноаналогом. Именно поэтому в лучших образцах бетонов на основе наноцемента заполнителемкость равнопрочных бетонов повышается до уровня полимербетонов [5], где расход вяжущего на 1 м<sup>3</sup> составляет 90-110 кг и на 1 МПа порядка 2,5 кг, но у бетона на основе наноцементов гораздо шире сырьевая база [6].

Особо следует отметить, что бетон на основе чистоклинкерного наноцемента класса 82,5 имеет статический модуль упругости при сжатии  $E_{28}$  в 1,5-1,6 раз

ниже, чем бетон той же прочности класса 92,5 на основе портландцемента класса 62,5 [13]. Это обуславливает пониженную хрупкость материалов на основе наноцемента. Хрупкость снижается за счет резкого увеличения индукционного периода разрыва межзерновых связей. Рост содержания минеральных добавок в наноцементе не оказывает существенного влияния на эти показатели, ожидаемого значительного прироста модуля упругости не происходит. Это можно объяснить "переключением" полярно-ковалентных связей в СОГ на изоструктурные зоны на поверхности кварцсодержащих зон зерен заполнителей и (с учетом ионных замещений) на поверхности других силикатсодержащих аналогичных зон в силикатных заполнителях.

**Химические отличия.** Замещение кальций-гидроксильных групп в портландцементном камне на силоксановые группы в камне наноцемента, помимо физических, имеет не менее значимые химические следствия. Главным из них является существенное (примерно двукратное) снижение содержания СН, т.е. Ca(OH)<sub>2</sub> в цементном камне. Так, в камне обычного портландцемента в 28-суточном возрасте он содержится в среднем в количестве 20 ± 4 (здесь и ниже мас.%) % при наличии в камне наноцемента того же возраста 12 ± 3% СН в чистоклинкерных вариантах состава.

Существенно влияет на этот показатель повышенная емкость наноцемента по отношению к активным минеральным добавкам. Так, различные шлаки и кварцевый песок в количестве 50% массы, соответствуя классам по прочности наноцемента 42,5- 52,5, снижают долю СН в камне до 6 ± 2% и рН жидкой фазы до 10,5 при соответствующих показателях портландцемента 22,5-32,5; 12 ± 3% и 12. В связи с ними стойкость минеральной арматуры в камне наноцемента с минеральными добавками в равных условиях на порядок (во времени) превышает наблюдаемую в камне портландцемента идентичного вещественного состава. Стойкость же металлической арматуры, несмотря на падение рН вплоть до предельно низкого (10,5), не снижается, поскольку защита ее от жидкой фазы и внешней атмосферы осуществляется газонепроницаемыми минерально-органическими нанооболочками на частичках гидратов, перешедших по топохимическому механизму с частиц исходного "наноцемента".

Стойкость последних доказана упомянутым сохранением их гидравлической активности при длительном хранении. Из описанного механизма защитного действия нанооболочек на металлическую и неметаллическую арматуру следует, что даже снижение рН жидкой фазы в бетоне до 9 не должно существенно изменить ее сохранность в бетоне на "наноцементе" с повышенным содержанием минеральных добавок. В наличии указанных нанооболочек состоит коренное преимущество наноцементных бетонов перед аналогами, включающими добавку микрокремнезема как в составе цемента, так и введенную в бетоносмеситель

при приготовлении бетонных смесей. Ибо в бетонах с микрокремнеземом, как и с другими минеральными добавками на основе портландцемента, металлическая арматура подвержена кислородной коррозии уже при содержании в нем клинкерной части менее 70%. Микрокремнезем, как следует из изложенного, наиболее эффективен при рациональном добавлении к наноцементу, когда, объединяясь в бетоне с СОГ наноболочек и монолитизируя композит, онкратно повышает его прочность и стойкость.

**Адгезия и стойкость минеральной и минерально-органической арматуры в цементном камне наноцемента.** Постоянное присутствие, в отличие от портландцементного камня, в камне наноцемента силосановых групп как в нейтральном, так и в отрицательном ионном окружении [5], свидетельствует, что на границах наноцементного камня нет регулярного положительного электрического поля, корродирующего минеральную и даже минерально-органическую арматуру. Именно присутствие такого поля в камне портландцемента и особенно на его границах (в контактной зоне) – основная причина нестабильности в нем минеральных волокон. Более того, тормозящие трещинообразование кремнийкислородные наноболочки в контактных зонах бетона на основе наноцемента механически препятствуют нарушениям сплошности контактов волокон арматуры и основной массы камня под механическими напряжениями любого генезиса.

Контактной сплошности способствует химическое сродство силосановых групп и минерального волокна на силикатной основе – стекольного, базальтового, волластонитного и т.п. В целом эта картина принципиально отлична от наблюдаемой в портландцементном камне с дисперсным минеральным армированием, где присутствие кальция в контактной зоне гарантирует ее положительное электрическое поле. Реальность срастания волокон и наноцементного камня пока не доказана, но его возможность вытекает из изоструктурности СОГ и поверхностных зон минеральных волокон (что отмечалось выше применительно к минеральным добавкам).

Это заключение подтверждается нашим успешным промышленным опытом применения фибры из обычного натрийсиликатного стекловолокна в количестве 2% от массы наноцемента для повышения трещиностойкости особо легкого пенобетона (плотностью около 300 кг/м<sup>3</sup>). Изготавливаемый на месте наноцемент включает 95-50% клинкерной части (остальное – зола-унос) и применяется в течение ряда лет. Получаемый пенобетон класса 1,0 применяется в качестве основного материала для армированных стержневой металлической арматурой надоконных блоков в панельном домостроении Москвы. Ни трещин, ни коррозии стеклянной и металлической арматуры в блоках не выявлено, хотя по условиям применения они находятся под постоянным наблюдением.

**Композитные изделия на цементной матрице.** Что дает использование наномодифицированной цементной матрицы?

В противовес композитной полимерной арматуре в последнее время в НИЦ "Строительство" разработаны конструкции "гибкой" арматуры в виде жгутов из ровинга и канатов, скрученных и сплетенных из таких жгутов [1, 2]. В такой арматуре отсутствует полимерная пропитка, а роль матрицы выполняет цементный камень. Жгуты толщиной 2-3 килотекса собираются в 3...5-жильные канаты, причем жгуты могут скручиваться или сплетаться для придания периодической поверхности и обеспечения сцепления с бетоном (рис. 2). Отработано изготовление таких канатов на заводе ООО "Канат" в МО. Канаты в цементной матрице перспективны для применения в конструкциях, подверженных нагреву до 400°С.



Рис. 2. Витой канат из волоконных жгутов

Выполнены пионерные исследования по изучению возможности их применения в качестве преднапряженной растянутой арматуры сборных бетонных изделий, в том числе изготавливаемых по технологии безопалубочного формования на длинных стендах. В этой технологии арматура преднапрягается, и затем изделие бетонируется на всей длине стенда.

Гладкие плоские жгуты [1] толщиной до 4-8 килотексов из непрерывного стеклянного или базальтового волокна (рис. 3), за счет достаточно развитой боковой поверхности, также перспективны для применения в технологии "непрерывного" армирования [3]. Разработанная в конце 80-х годов, эта технология не получила широкого распространения в основном из-за громоздкости технологического оборудования. Использование волоконной арматуры расширяет область рационального применения метода непрерывного армирования и позволит возродить забытую, но эффективную технологию.

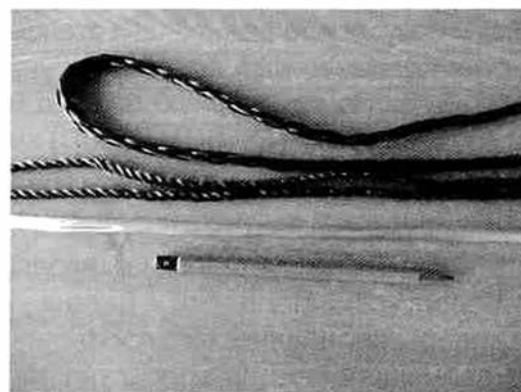


Рис. 3. Витой и плетёный базальтовые канаты и гладкий стекловолоконный жгут

## Выводы

1. Новый вид наномодифицированного цемента хорошо сочетается с минеральной фиброй и волоконной арматурой и может служить надежной матрицей строительного композита. Пониженный модуль упругости наноцементного камня значительно снижает главный недостаток волоконной композитной арматуры: повышенную, по сравнению с металлической, растяжимость под нагрузкой.

2. Снижение требований к щелочестойкости стеклянной фибры позволит применять ее в больших количествах без серьезного увеличения стоимости.

3. Новый вид волоконной арматуры в наноцементной матрице хорошо вписывается в технологию безопалубочного формования предварительно напряженных сборных бетонных изделий на длинных стендах, технологию многоместного кассетного бетонирования и технологию непрерывного армирования.

4. Необходимо продолжить исследования особенностей работы композитных цементоволоконных материалов и создание нормативной базы их изготовления и проектирования.

## Библиографический список

1. Патент РФ № 2455436. Арматурный элемент для сборных бетонных конструкций // Джантимиров Х.А., Звездов А.И., Мадатян С.А.
2. Патент РФ №2482247. Способ изготовления неметаллического арматурного элемента // Джантимиров Х.А. и др.
3. Рекомендации по изготовлению предварительно напряженных железобетонных конструкций методом непрерывного армирования. - М., 1985. - актуал. 2015.

4. Новицкий А.Г., Ефремов М.В. Аспекты применения базальтовой фибры для армирования бетонов. - Интерпресс.
5. Юдович Б.Э., Джантимиров Х.А., Зубехин С.А. Перспективы применения композитных материалов на основе цементных матриц. - Алитинформ, 2013. - № 1/28/.
6. Ioudovitch B.E., Dmitriev A.M., Zoubekhine S.A., Bashlykov N.F., Falikman V.R., Serdyuk V.N., Babaev Sh.T. Low-water requirement binders as new-generation cements. 10-th International Congress on the Chemistry of Cement (ICCC). Gothenburg, Sweden, 2-6 June 1997. Proceedings, ed. by H. Justnes. Amarkai AB and Congrex G?tenborg AB, 1997, vol.3 (Additions. Admixtures. Characterization Techniques). - 4 p.
7. Юдович Б.Э., Зубехин С.А., Фаликман В.Р., Башлыков Н.Ф. Цемент низкой водопотребности: новые результаты и перспективы // Цемент и его применение. - 2006. - июль-август (№ 3). - С. 80- 84.
8. Юдович Б.Э., Зубехин С.А., Раховский В.И., Климов С.Б. Новое о модели цементного камня и материалов на его основе / Труды 23 Международного совещания начальников лабораторий цементных заводов. - М.: Стройиздат, 2010.
9. Бикбау М.Я., Раховский В.И., Юдович Б.Э. Минерально-органические нанооболочки на частицах наноцемента и их роль в гидратационном фазообразовании и твердении бетона / Доклады АН, 2012.
10. Pellenq R.J.-M., Kushima A., Shahsavari R., van Vliet, K.L., Buehler M.J., Yip S., Ulm F.-J. A realistic molecular model of cement hydrates // Nat. Academy of Science. Proceedings, Wash., 2009. - V. 106. - iss. 38. - Pp. 16102-16107.
11. Холмянский М.М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность. - М.: Стройиздат, 1997.- 569 с.
12. Кравченко И.В., Власова М.Т., Юдович Б.Э. Высокопрочные и особо быстротвердеющие портландцементы. - М.: Стройиздат, 1971. - 208 с.
13. Юдович Б.Э. Основные закономерности гидратации и твердения портландцемента // Сб. материалов академических чтений " Развитие теории и технологии в области силикатных и гипсовых материалов. - М.: МГСУ. 2000, - Ч. 1. - С. 20 - 33.

---

## АРМАТУРА

---

С.А. МАДАТЯН д-р техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

## СОВРЕМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ТЕХНОЛОГИИ АРМАТУРНЫХ РАБОТ

Арматура железобетонных конструкций и арматурные работы при изготовлении зданий различного назначения из монолитного железобетона переживают в настоящее время революционные изменения, связанные с реализацией самых современных достижений науки и техники в этой области.

Первым и безусловно важнейшим этапом этих изменений стал повсеместный переход на унифицированную свариваемую арматурную сталь с пределом текучести  $\sigma_T \geq 500$  Н/мм<sup>2</sup> (А500С и В500С) вместо менее прочной и хуже свариваемой арматуры класса А-III (А400) с пределом текучести  $\sigma_T \geq 400$  Н/мм<sup>2</sup>.

К 2005 г. все металлургические заводы России, Украины, Белоруссии, Молдавии и Латвии - производители арматуры периодического профиля - освоили массовое промышленное производство термомеханически упрочненной стержневой арматурной стали класса А500С диаметром 6-40 мм по СТО АСЧМ 7-93 и холоднодеформированной стали того же класса

прочности диаметром 4-12 мм, обозначаемого как В500С.

Главными причинами необходимости полной замены арматуры класса А-III (А400) на арматурную сталь классов А500С и А600С являются:

- исключение хрупких разрушений собственно арматуры и ее сварных соединений, выполненных дуговой сваркой, за счет низкого (до 0,22%) содержания углерода и структуры "естественно композита", получаемой в результате термомеханического упрочнения в потоке проката стали этих классов;

- значительная (до 25%) экономия стали вследствие более высокого предела текучести стали класса А500С и до 57% при применении стали А600С взамен А400;

- универсальность применения, позволяющая за счет высокой пластичности в сочетании с высоким пределом упругости и низкой себестоимостью использовать ее во всех видах арматурных изделий

как в качестве рабочей, так и конструктивной и даже напрягаемой арматуры.

Переход на арматуру класса А500С (В500С) подробно исследован в работах [1-4]. Действующие нормативные документы ТСН 102-00, СП 52-101-2003 и другие нормы [4, 8] позволяют выполнять проектирование и строительство всех без исключения зданий и сооружений в районах с расчетной зимней температурой до минус 70°С включительно при обычных, динамических и вибрационных нагрузках с использованием этой стали в качестве рабочей или конструктивной арматуры в виде целых стержней или сварных изделий.

Некоторые статистические данные о механических свойствах стали класса А500С диаметром 6-40 мм и прочности сварных соединений, выполненных дуговой сваркой [3], приведены в табл.1.

Таблица 1

Показатели механических свойств	Размерность	Нормы по СТО АСЧМ 7-93 и ТСН 102-00	Среднее значение $\bar{X}$	Средние квадратические отклонения - S	$\bar{X}-1,64S$
Временное сопротивление, $\sigma_B$	Н/мм <sup>2</sup>	600	703,3	40,8	636,4
Предел текучести, $\sigma_T (\sigma_{0,2})$	Н/мм <sup>2</sup>	500	584,3	39,7	519,2
Относительное удлинение, $\delta_5$	%	14	22,5	3,24	17,2
Равномерное удлинение, $\delta_p$	%	2	9,3	2,58	5,07
Модуль упругости, $E_s \cdot 10^5$	Н/мм <sup>2</sup>	-	2,02	-	-
Прочность сварных соединений дуговой сваркой в крест	Н/мм <sup>2</sup>	600	702,3	-	-

Основными направлениями в производстве и применении арматуры для железобетона, обеспечивающими снижение себестоимости и повышение качества железобетона, можно подразделить на:

- повышение прочности и комплекса эксплуатационных показателей собственно арматуры железобетонных конструкций;
- применение новых конструктивных и технологических проектов изготовления арматурных элементов;
- разработка и применение новых конструктивных решений железобетонных конструкций;
- замена стальной арматуры композитной на базе стеклянных, базальтовых, углеродных или иных видов волокон.

Целью данной работы является попытка обсудить первые два направления, т.е. улучшение свойств собственно арматуры массового применения и создание и применение современных технологий арматурных работ с высокопрочной арматурной сталью.

До начала 80-х годов прошлого века во всем мире основным видом ненапрягаемой арматуры перио-

дического профиля железобетонных конструкций была сталь с нормативным пределом текучести 390-420 Н/мм<sup>2</sup> классов А400 (А-III) по ГОСТ 5781 и по стандартам (табл. 2) Германии Bst 420, США – G60 и Японии SD40 [5-7].

Затем большинство стран мира перешли на применение арматуры периодического профиля с пределом текучести 500 Н/мм<sup>2</sup>, аналогичной российской арматуре классов А500С и В500С по ГОСТ Р 52544 (см. табл. 2).

Дальнейшее развитие металлургической технологии производства арматурной стали и методов расчета железобетонных конструкций привело к тому, что в 21 веке передовые в техническом отношении страны переходят на еще более прочную арматурную сталь для обычного железобетона классов А550, А600 и А670 (см.табл.2) с нормативным пределом текучести 550-670 Н/мм<sup>2</sup>. Таким образом, оправдал себя наш прогноз 1985 г. [9, 10] о том, что будущее за унифицированной арматурой типа А600С, хорошо свариваемой и обладающей комплексом эксплуатационных свойств, необходимых для ее применения во всех видах железобетонных конструкций.

Таблица 2

**Нормируемый уровень прочности современной арматуры железобетонных конструкций**

Страна, №№ стандартов	Класс арматуры	$\sigma_T$	$\sigma_B$	$\delta_5$	$\delta_p$	Сортамент, мм
		Н/мм <sup>2</sup>		%		
		не менее				
Австрия, ÖNORM B420	Bst420 (III)	420	500	21	-	4-50
	Bst 500(IV)	500	580	17	-	4-50
	Bst 500	550	620	17	2,5	4-50
	Bt 600 (V)	600	670	15	-	4-50
Германия, DIN 488	Bst 420	420	500	21	-	8-40
	Bst 500/550	500	550	18	5,0	12-63,5
	Bst 600	600	670	15	5,0	12-50
	S 670/800	670	800	10	5,0	18-75
Великобритания, BS4449/2005 BS 6744-A2	B500A	500	525	12	2,5	6-50
	B500B	500	540	14	5,0	6-50
	B500C	500	575	-	7,5	6-50
	B650	1650	715	14	5,0	10-50
США, A706/A706M	G.60 (420)	420	550	10-14	-	10-55
	G/80 (550)	550	690	11-12	-	10-55
Япония, JIS G 3142	SD 40	400	570	16	-	6-51
	SD 50	500	630	12	-	
Россия, ГОСТ 5781	A400(А-III)	390	590	14	-	6-80
ГОСТ Р52544	A500С	500	600	14	-	6-40
	B500С	500	550	-	2,5	
Россия, ТУ 14-1-5596-2010	Ан600С	650	740	14	4	10-40

Отличительной особенностью новой российской арматурной стали класса Ан600С марки 20Г2СФБА, рекомендуемой для массового применения взамен арматуры классов А400 и А500С, является сочетание высокой прочности с высокой пластичностью (рис. 1 и табл. 2-4), аналогичной стали класса А500С.

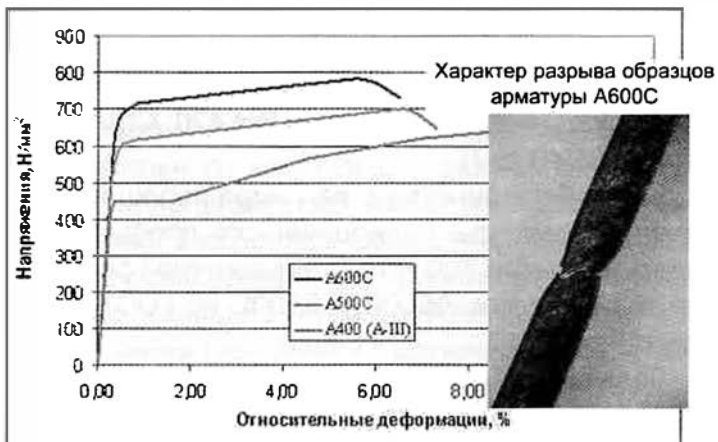


Рис.1. Диаграммы растяжения арматурной стали классов А400 (А-III), А500С, А600С (Ан600С)

Арматурная сталь класса Ан600С так же, как и сталь А500С, поставляется с прокатной маркировкой поверхности, где указывается прописью завод изготовитель и класс прочности (рис. 2), что исключает возможность перепутать ее с другими видами арматуры периодического профиля.



Производитель арматурного проката: ОАО "Северсталь"

Класс стали: Ан600С

Рис. 2. Прокатная маркировка

Эта сталь может стыковаться всеми видами сварки и с помощью механических соединений так же, как и сталь класса А500С (рис. 3-5).

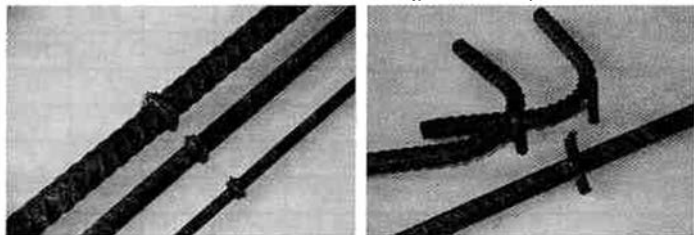


Рис. 3. Сварные соединения арматурного проката класса Ан600С



Рис. 4. Опрессовка механических соединений арматуры

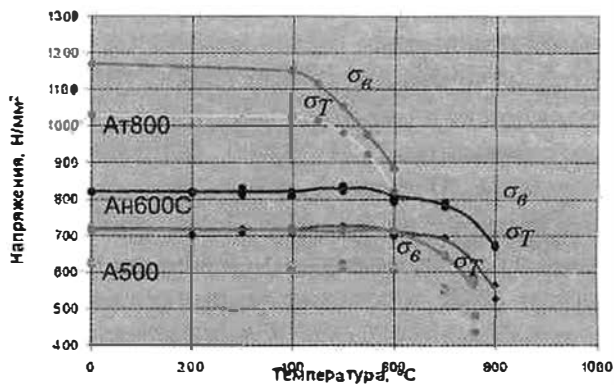


Рис. 5. Влияние температуры нагрева на прочностные свойства арматуры классов А500С марки СтЗГпс, Ан600С марки 20Г2СФБА и Ат800 марки 25Г2С

Статистические данные ПАО Северсталь о результатах 2087 испытаний приведены в табл.3.

Таблица 3

Химический состав стали марки 20Г 2СФБА класса Ан600С

Массовая доля элементов, %										Углеродный эквивалент, не более
C	Si	Mn	V	Nb	Cr	Ni	Cu	P	S	
0,19-0,22	0,19-0,28	1,11-1,24	0,02-0,027	0,02-0,026	0,05-0,11	0,05-0,11	0,14-0,25	0,012-0,026	0,008-0,023	0,41-0,47

Таблица 4

Механические свойства арматурной стали класса Ан600С марки 20Г2СФБА

Показатели	Временное сопротивление, $\sigma_v$	Предел текучести, $\sigma_{0.2}$	Относительное удлинение	
			$\delta_5$	$\delta_p$
			%	
Среднее значение, $\bar{x}$	812,05	734,86	15,6 15,8	5,68 5,9
Среднее квадратическое отклонение, $S$	40,12	44,04	1,3	1,23
$\bar{x} - 1,64S$ 95%-ная вероятность	746,25	662,63	14	4
Минимальное значение	745,0	650,0	14	4

Исследования воздействия повышенных температур контактного нагрева на механические свойства этой стали показали, что у стали класса Ан600С марки 20Г2СФБА механические свойства не снижаются после нагрева до 700°C (см. рис. 5). Это объясняется особенностями химического состава и технологии производства этой стали, защищенными российским патентом.

Уникальные свойства эта сталь демонстрирует и при охлаждении до минус 150°C (табл. 5). Фактически величины работы разрушения как на образцах "ЦНИИПС" с сохраненной поверхностью профиля, так и строганых образцов "Манеже", существенно превышают нормативные значения даже для специальных "северных" сталей [11].

## Механические свойства арматуры при охлаждении

Характеристики механических свойств	Температура испытаний, минус °С				
	+20	-60**	-90	-120	-150
Ан600С Ø12					
$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	752	760	796	866	877,5
$\sigma_B$ , Н/мм <sup>2</sup>	869	866	885	958	977,5
$\delta_p$ , %	4,33	4,7	4,0	6,0	5,35
$\sigma_B/\sigma_T$	1,156	1,139	1,11	1,106	1,113
А500С Ø10					
$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	556	–	629,5	666,5	839,5
$\sigma_B$ , Н/мм <sup>2</sup>	647	–	721	745	910,5
$\delta_p$ , %	11,0	–	7,5	7,0	9,0
$\sigma_B/\sigma_T$	1,16	–	1,145	1,118	1,085
А400 Ø12					
$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	487	–	531	573,5	697,5
$\sigma_B$ , Н/мм <sup>2</sup>	656	–	731,5	763	897,5
$\delta_p$ , %	11,5	–	9,25	9,5	10,0
$\sigma_B/\sigma_T$	1,34	–	1,377	1,33	1,287

Примечание: \*\* - диаметр 20 мм

Таблица 6

## Сравнительные характеристики арматурной стали классов прочности

Характеристики, области применения, эффективность	Класс арматуры		
	А400 (А-III)	А500С	Ан600С
Марка стали	25Г2С	3Гпс, 18Г2С	20Г2СФБА
Нормативные документы для поставки	ГОСТ 5781	СТО АСЧМ 7-93, ГОСТ Р 52544	ТУ 14-1-5596-2010
Временное сопротивление разрыву $\sigma_B$ , не менее, Н/мм <sup>2</sup>	590	600	740
Предел текучести $\sigma_T$ ( $\sigma_{0,2}$ ), не менее, Н/мм <sup>2</sup>	390	500	650
Относительное удлинение $\delta_5$ , не менее, %	14	14	14
Угол изгиба в град. при диаметре оправки $C = 3d$	90	180	180
Расчетное сопротивление растяжению $R_s$ , Н/мм <sup>2</sup>	350	435	560
Расчетное сопротивление сжатию $R_{sc}$ , Н/мм <sup>2</sup>	350	435	500
Применение при отрицательных температурах	до -70°С	до -55(-70)°С	До -150°С
Прочность сварных соединений $\sigma_{B,св}$ , не менее, Н/мм <sup>2</sup>	530-590	600	700
Возможный экономический эффект относительно арматуры класса А400 (А-III)	–	До 24%	До 56%

Учитывая, что стоимость 1 т арматурного проката А500С несколько ниже стоимости 1 т горячекатаной стали класса А400, а цена стали класса Ан600С все-

го на 6-8,5% выше, чем стали А500С и А400, применение стали Ан600С обеспечивает не только существенное улучшение качества (см. табл. 4 - табл. 6 и рис.3-5) железобетона, но и значительное снижение его стоимости (см. табл. 6).

Другой важнейшей проблемой является стыкование арматуры для монолитного железобетона. Здесь можно рассматривать три способа соединения: нахлестка (без сварки), дуговая сварка или механические соединения [3, 12-15].

В нашей стране до сих пор общепринятым способом соединения арматуры на монтаже была сварка: ручная дуговая протяженными швами, внахлестку и с накладками ванно-шовная и многослойными швами на стальной скобе-накладке, а также дуговая в крест.

Для стыкования арматурной стали классов А500С и Ан600С эти виды дуговой сварки могут применяться практически без ограничения, но требуют значительного расхода электроэнергии и трудозатрат, а также жесткого систематического контроля.

Надо иметь в виду, что большинство тяжелых аварий железобетонных конструкций в процессе их возведения произошли именно из-за применения дуговой сварки горячекатаной стали класса А400 (А-III) преимущественно марки 35ГС при содержании углерода и марганца в ней на верхнем пределе допускаемого по ГОСТ 57812.

Поэтому применение сварных соединений, выполняемых дуговой сваркой на монтаже, для арматуры класса А400 (А-III) не рекомендуется, и, как указывалось выше, применение сварки требует контроля как исходного металла, так и качества выполнения сварных соединений и их прочности. При этом для контроля ванно-шовной сварки необходимо использование метода неразрушающей ультразвуковой дефектоскопии [3-4], что значительно удорожает работы по устройству стыков.

Нахлестка длиной от  $20d$  до  $40d$  в зависимости от условий работы арматуры и количества стыков в одном сечении приводит к потере от 3,5 до 27% арматуры при ее диаметрах от 10 до 40 мм и длине стыкуемых стержней 6,0 м. При этом наибольшие потери металла имеют место при стыковании стержней больших диаметров: 32-40 мм – соответственно до 22-27%. Однако проблема этим не ограничивается. Для гарантии прочности такое соединение требует значительного расхода поперечной арматуры, и минимальные величины объемного армирования должны составлять, например, не менее 0,01-0,016 при прочности бетона 42,3 и 31,5 Н/мм<sup>2</sup>. Т.е. при стыковании нахлесткой стержней больших диаметров общие потери металла могут достигать до 40%. Кроме того, применение нахлесточных соединений для стыкования арматуры больших диаметров приводит к ограничению объема для бетона в месте стыка и опасности снижения реальной прочности железобетонного элемента, что особенно опасно в колоннах и других сжатых железобетонных элементах относитель-

но небольшого сечения. По этой причине стоимость стыковки здесь отходит на второй план.

Главным является эксплуатационная безопасность здания. Поэтому в большинстве стран мира, в том числе в Великобритании, США, Германии и др., для стыкования арматуры диаметром 25-40 мм применяют только механические соединения, гарантирующие надежность сооружения [11-13].

Механические соединения по условиям их работы в железобетонных конструкциях и в зависимости от требований, предъявляемых к их прочности на растяжение и сжатие, подразделяются на растянутые и сжатые контактные. Первые могут использоваться в железобетонных конструкциях с расчетными сопротивлениями растяжению и сжатию по нормативным документам для арматуры соответствующих классов. Требования к механическим соединениям регламентируются Рекомендациями РА 10-1-04 [13].

Стоимость механических соединений для растянутой в стадии эксплуатации арматуры сопоставима со стоимостью перерасходуемой арматуры при применении нахлесточных соединений и ниже стоимости стыков, выполненных ванной или ванно-шовной сваркой, а трудозатраты на строительном объекте ниже, чем при любом виде сварки.

Так, продолжительность стыкования "растянутого" стыка опрессовкой арматуры диаметром 32-40 мм на оборудовании фирмы "Спрут" составляет около 20 мин, длительность изготовления винтового соединения фирмы "Лентон" с конусной резьбой менее 10 мин.

Стоимость сжатых контактных соединений существенно ниже вследствие меньших длин муфт и возможности применения клиновых и других простейших устройств.

Вместе с тем, механические соединения требуют подготовки арматуры, например обязательной торцовки стержней для сжатых контактных стыков, нарезки или накатки резьбы на торцах арматурных стержней при резьбовых соединениях и их затяжки динамометрическими ключами с определенным усилием и т.п. Словом, это другой, более высокий уровень технологии, требующий качественного выполнения комплекса подготовительных мероприятий и работ непосредственно на объекте.

В лаборатории арматуры НИИЖБ были исследованы изгибаемые и сжатые железобетонные элементы с основными видами механических соединений [14]. Было показано, что при соответствии соединительных элементов требуемым нормам и точном выполнении технологического регламента прочность железобетонных элементов с такими соединениями арматуры не отличалась от прочности аналогичных железобетонных элементов с целыми стержнями, т.е. со стержнями без стыка.

Растянутые стыки могут использоваться в железобетонных конструкциях с расчетными сопротивлениями растяжению и сжатию по нормативным документам для арматуры соответствующих классов.

Сжатые контактные стыки могут использоваться только для железобетонных конструкций, арматура которых в стадии эксплуатации сжата и на растяжение не рассчитывается. Их расчетные сопротивления сжатию принимаются по нормативным документам для арматуры соответствующих классов. Прочность, деформативность и пластичность растянутых механических соединений арматурной стали на растяжение должны соответствовать нормам, указанным в табл.7. рекомендаций РА 10-1-04.

Таблица 7

Вид соединения	Разрывное усилие, кН	Деформативность при растяжении <sup>2)</sup> , мм	Равномерное относительное удлинение арматуры $\delta_p$ после разрушения соединения, %
	не менее	не более	не менее
Растянутое	$\sigma_g F_s^{1)}$	0,1	2

**Примечания:** <sup>1)</sup>  $F_s$  - номинальная площадь поперечного сечения соединяемой арматуры;  $\sigma_g$  - браковочное значение временного сопротивления соединяемой арматуры по нормативным документам на ее производство.

<sup>2)</sup> За деформативность соединения принимается значение пластической деформации стыка при напряжении в арматуре, равном  $0,6 \tau (0,6 \sigma_{0,2})$ , где  $\tau (\sigma_{0,2})$  - браковочное значение физического или условного предела текучести арматуры по нормативным документам на ее производство

Эти исследования по мере возможности будут продолжены и на других видах соединений.

Установлено, что применение механических соединений экономически оправдано при использовании арматуры диаметром 25-40 мм и в любом случае обеспечивает более высокую надежность железобетона, проверенную многолетней практикой [13-16].

В настоящее время только опрессованные стыки изготавливаются на отечественном оборудовании фирм "Спрут", "СТС" и др. Другие виды соединений требуют пока применения импортного оборудования и импортных муфт. Поэтому для действительно массового применения таких стыков необходима организация производства винтовых муфт и оборудования для нарезки или накатки резьбы на арматуре в России.

Еще одним совершенно необходимым мероприятием для обеспечения снижения расхода металла, бетона и повышения надежности зданий из монолитного железобетона, особенно в условиях возможного прогрессирующего разрушения, является применение систем предварительного натяжения арматуры на бетон "без сцепления" при изготовлении плит покрытий и перекрытий. Однако эту тему мы обсудим в следующей статье этого цикла.

### Библиографический список

1. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. - М.: Воентехлит, 2000. - 256 с.
2. Дегтярев В.В. Изменчивость механических свойств и площади поперечного сечения арматуры класса А500С // Бетон и железобетон. - 2005. - № 1. - С.2-7.



3. Мадатян С.А., Дегтярев В.В., Зборовский Л.А. и др. Новая горячекатаная свариваемая арматура класса А500С // Бетон и железобетон. - 2001. - № 1. - С.12-14.

4. ГОСТ Р 52544-2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций // Технические условия. - М.: Стандартинформ. - 2006. - 20 с.

5. ÖNORM 4200, часть 7. Стальная арматура. Арматура для железобетона. OIB-691-002/04. - Австрия. - 25 с.

6. BS 4449:2005. Стальные изделия для армирования бетона. Свариваемый арматурный прокат. Прутки, мотки и выпрямленные изделия // Технические условия. - British Standards. - 2005. - 36 с.

7. 10080. Стальные изделия для армирования бетона. Пригодная для сварки стальная арматура. Общие положения. CEN. - Май 2005. - 75 с. (с приложениями).

8. СП 52-101-2003. Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М, 2004. - С. 8-9.

9. Мадатян С.А. Прогноз производства и применения в 2013-2020 гг. в Российской Федерации стальной арматуры для железобетона // Бетон и Железобетон. - 2013. - № 6. - С.13-16.

10. Применение стали с пределом текучести выше 600 Н/мм<sup>2</sup> для арматуры железобетона. СЭВ. Тема 1.26/3.85. - Будапешт, 1985, сентябрь. - 13 с.

11. Мадатян С.А. Свойства стержневой арматурной стали при криогенной температуре.

12. ISO/DIS 15835-1 manuscript Steel for reinforcement of concrete - Mechanical splices for bars. - 2004. - 11 с.

13. РА 10-1-04. Рекомендации по механическому соединению арматурной стали для железобетонных конструкций. - М.: Ассоциация железобетон, 2009.

14. Дьячков В.В. Механические соединения арматуры класса А600С // Бетон и железобетон. - 2010. - № 4. - С.14-15.

15. Малахова А.Н. Стыки предельной арматуры монолитных колонн. - Вестник МГСУ, 2011. - № 2. - Ч.1. - С.58-63.

*В.В. БЕДАРЕВ, канд. техн. наук, проф., Н.В. БЕДАРЕВ, заместитель директора по производству (ООО "Ризул"); А.И. ЗВЕЗДОВ, д-р техн. наук, проф. (АО "НИЦ "Строительство"); А.В. БЕДАРЕВ, главный инженер (ООО "Стройинжиниринг")*

## УНИВЕРСАЛЬНЫЙ ПЕРИОДИЧЕСКИЙ ПРОФИЛЬ АРМАТУРЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Надежность анкеровки арматуры периодического профиля определяется характеристикой профиля  $B_A$  и характеристикой прочности бетона между поперечными ребрами  $B_B$  [1]. Геометрические параметры периодического профиля необходимо устанавливать исходя из равенства

$$B_A = B_B.$$

Значения характеристики  $B_A$  для арматуры кольцевого [2], двухстороннего серповидного [3] и четырехстороннего серповидного [4] профилей вычислены по геометрическим размерам для диаметров, предусмотренных сортаментом.

Результаты вычислений характеристики  $B_A$  по геометрическим размерам профиля арматуры представлены в табл. 1. Геометрические размеры профилей арматуры приняты для вычислений по номинальным размерам без учета предельных отклонений.

Как видно из табл. 1, арматура кольцевого профиля имеет наименьшие значения характеристики  $B_A$  из всех видов арматурных профилей, которые в 1,5 раза ниже значений характеристики  $B_A$  двухстороннего

серповидного профиля, практически вдвое ниже значений характеристики  $B_A$  четырехстороннего серповидного профиля. Следовательно, и прочность сцепления с бетоном арматуры кольцевого профиля с геометрическими размерами [2] будет существенно меньше прочности сцепления с бетоном арматуры двухстороннего серповидного [3] и четырехстороннего серповидного [4] профилей даже при большей величине относительной площади смятия  $f_r$ .

В то же время прочность сцепления с бетоном арматуры с четырехсторонним серповидным профилем [4] больше прочности сцепления с бетоном арматуры с двухсторонним серповидным профилем [3], что подтверждается различными исследованиями, например [5]. Поэтому и складывается впечатление, что влияние на прочность сцепления арматуры с бетоном относительной площади смятия при значениях  $f_r > 0,07$  либо несущественно, либо вовсе отсутствует.

Значения характеристики  $B_B$  для нормативных значений призмочной прочности основных классов бетона, приведенных в [6], представлены в табл. 2.

Таблица 1

Характеристика профиля  $B_A$  арматуры, применяемой для изготовления железобетонных конструкций

Вид профиля арматуры	Номинальный диаметр арматуры в мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Кольцевой профиль по [2]	9,0	5,67	6,0	4,8	4,8	4,33	4,33	4,33	4,33	4,33	3,75	4,0	4,0	4,0
Двухсторонний серповидный профиль по [3]	8,5	7,0	6,25	5,8	6,0	6,17	6,31	6,43	6,53	6,18	6,42	5,82	6,0	5,93
Четырехсторонний серповидный профиль по [4]			9,0	8,0	8,18	9,0	8,15	8,29	8,33	8,44	8,56	8,1	7,83	7,92

Характеристика для арматуры периодического профиля при нормативных значениях прочности бетона

Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$B_B$	8,24	8,52	8,76	8,94	9,07	9,17	9,31	9,39	9,48	9,57	9,65

На основании данных табл. 2 можно утверждать, что единый периодический профиль арматуры при принятых классах бетона должен иметь характеристику прочности бетона между поперечными ребрами  $B_B = 10$ . Геометрические размеры профиля следует рассчитывать, полагая, что характеристика профиля

$$B_A = B_B = 10.$$

При этом значении характеристики профиля арматуры  $B_A$  для всех классов бетона, принятых в [6], разрушение анкеровки будет происходить по характеру "срез" при достижении бетоном под рабочей площадкой поперечного ребра призмической прочности  $R_{h,r}$

Таким образом, сравнение данных табл. 1 и 2 показывает, что только для арматуры периодического профиля с геометрическими размерами по [4] при применении в конструкциях, выполненных из бетонов классов B25 и ниже, достигается близкое к оптимальному использование физико-механических характеристик бетона между поперечными ребрами профиля.

Конечно, сцепление арматуры периодического профиля с геометрическими размерами по [2-4] происходит с бетонами любых классов, однако разрушение анкеровки в предельной стадии происходит вследствие среза бетона между поперечными ребрами по всей длине анкеровки. То есть является не контролируемым, прогрессирующим разрушением и не обеспечивает надежность железобетонных конструкций при чрезвычайных ситуациях техногенного и природного характера. Поперечные ребра арматуры с современными видами периодического профиля обеспечивают анкеровку в бетоне и практически не участвуют в работе стержня на растяжение, увеличивая при этом расход стали.

При всех своих достоинствах выпускаемые виды арматуры периодического профиля имеют общий недостаток – геометрические размеры профилей теоретически не обоснованы, т.е. арматура с определенным периодическим профилем сначала изготавливается, а затем уже экспериментально доказывается эффективность ее применения по сравнению с выпускаемой.

Необходимо отметить, что методика расчета параметров периодического профиля арматуры отсутствовала, так как критерии расчета, основанные на положениях технической теории сцепления, не были сформулированы [7]. Преимущества принятой модели "арматура – контактный слой – бетонная оболочка" также не были использованы в полной мере.

В настоящее время разработан периодический профиль арматуры, геометрические размеры кото-

рого определены исходя из механики разрушения бетона между поперечными ребрами арматуры в контактном слое на основе базовых положений общей теории сцепления и анкеровки [1], т.е. теоретически обоснованы.

Теоретически установлено, что принципиально важны не конкретные размеры поперечных ребер периодического профиля, а соотношение параметров в виде  $(t - b)/h$  и соблюдение условия

$$\frac{t - b}{h} = \frac{R_b}{R_{cp}} + 4 = \frac{R_b}{0,7\sqrt{R_b R_{bt}}} + 4,$$

где  $t$  - шаг поперечных ребер;  $b$  - ширина верхней части ребра;  $h$  - высота ребра;  $R_b$  - призмическая прочность бетона;  $R_{cp}$  - предел прочности бетона при срезе;  $R_{bt}$  - прочность бетона на осевое растяжение.

Таким образом обеспечивается определенный характер разрушения бетона в контактном слое между поперечными ребрами арматуры.

Универсальный периодический профиль обеспечивает определенное напряженно-деформированное состояние опорных бетонных цилиндров и характер разрушения бетона между поперечными ребрами арматуры, когда нарушение сцепления арматуры с бетоном происходит при достижении бетоном под рабочими площадками поперечных ребер призмической прочности  $R_b$ . Этим достигается единый характер разрушения анкеровки и максимальная прочность сцепления с бетоном всех классов бетонов, применяемых при изготовлении железобетонных конструкций.

Арматурный стержень с таким периодическим профилем для армирования железобетонных конструкций включает сердечник круглого сечения, продольные и поперечные ребра, которые выполнены постоянной высоты и имеют отношение ширины верхней части ребра к его высоте как  $b/h = 0,8...1,0$ . Ребра размещены с шагом, равным  $t = 10,8h...11h$ , под углом наклона к продольной оси, равным

$$\beta = \arctg\left(\frac{d}{5,4h} + 0,3704\right) \dots \arctg\left(\frac{d}{5,5h} + 0,3636\right).$$

При соотношении  $(t - b)/h$  не менее 10, где  $t$  - шаг поперечных ребер;  $b$  - ширина верхней части поперечного ребра;  $h$  - высота поперечного ребра;  $d$  - диаметр стержня.

Для дополнительного увеличения прочности сцепления продольные ребра выполнены наклонными к продольной оси стержня. На рис. 1 изображен предлагаемый арматурный стержень.

Арматурный стержень имеет сердечник круглого сечения диаметром  $d$ , продольные ребра и наклонные поперечные ребра, причем последние не пересекаются с продольными ребрами, имеющими серповидный профиль. Наклонные поперечные ребра выполнены с углом охвата стержня  $180^\circ$ .

Геометрические размеры профиля рассчитываются на основании характеристики прочности бетона между поперечными ребрами арматуры

$$B_B = \frac{R_b}{0.7\sqrt{R_b R_{bt}}} + 4$$
, вычисленной для бетона класса

B60, и при минимальном значении  $B_B = 10$ .

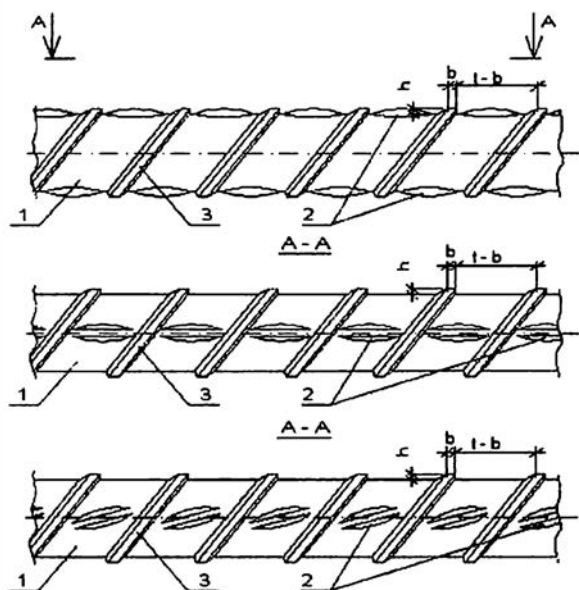


Рис. 1. Универсальный периодический профиль арматуры

1 - сердечник; 2 - продольные ребра; 3 - поперечные ребра

Наклонные поперечные ребра, выполненные с углом охвата стержня  $180^\circ$ , обеспечивают максимально возможную относительную площадь смятия  $f_r = 0,0926 \dots 0,0909$ .

Новый периодический профиль отличается от выпускаемых тем, что поперечные ребра не только обеспечивают анкерровку арматуры в бетоне, но и одновременно полностью включаются в работу при растяжении арматурного стержня (см. рис. 1).

Конструктивно арматура с предлагаемым периодическим профилем сочетает в себе преимущества арматуры с периодическим профилем по ГОСТ 5781 в величине относительной площади смятия и по ТУ 14-1-5254-2006 в виде отсутствия пересечения поперечных ребер с продольными ребрами. Отсутствие таких пересечений устраняет концентраторы напряжений, а также снижает расклинивающее действие профиля на бетон.

Экономическая эффективность арматуры с универсальным периодическим профилем, в сравнении с применяемыми в настоящее время для изготовления железобетонных конструкций, обусловлена снижением расхода стали при производстве 1 п. м проката (по разным нормативным документам от 2 до 6%).

Применение нового периодического профиля позволит из 1 т стали в сравнении: с профилем по ГОСТ 5781-82 – получить дополнительно 15,94 м арматурного проката  $\varnothing 20$  мм; с профилем по ТУ 14-1-5254-2006 – получить дополнительно 9,38 м такого проката; с профилем по ТУ 14-1-5526-2006 – получить дополнительно 24,35 м.

Снижение погонной массы арматурного проката приведет к пропорциональному уменьшению расхода арматуры при изготовлении железобетонных конструкций и, как следствие, к их удешевлению. В конечном счете экономический эффект в строитель-

ной отрасли будет достигнут в результате сокращения общих затрат на возведение зданий и сооружений.

Кроме того, конструкция периодического профиля позволяет изготавливать арматуру различных классов без изменения основных параметров профиля: шага  $t$ , высоты  $h$ , ширины верхней части  $b$  поперечных ребер и относительной площади смятия  $f_r$ .

Визуально различать классы арматуры позволяет чередование наклонных и выполненных по оси стержня продольных ребер профиля. Такая маркировка располагается в виде непрерывной линии на двух противоположных сторонах арматурного стержня (рис. 2), а не дискретно, как это принято в СТО АСЧМ 7-93 с шагом от 0,6 м до 1,5 м по длине.

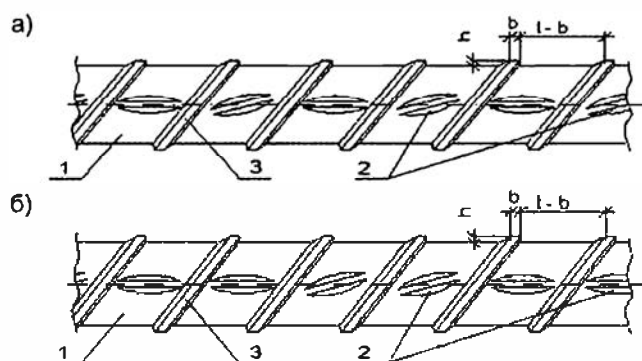


Рис. 2. Пример непрерывной маркировки класса арматуры для изготовления железобетонных конструкций

а - маркировка арматуры класса А600 - чередующимися продольными ребрами серповидного профиля "одно прямое - одно наклонное"; б - маркировка арматуры класса А700 - с чередующимися продольными ребрами серповидного профиля "два прямых - два наклонных"

Дополнительным преимуществом предлагаемого периодического профиля является то, что при проведении инженерных обследований железобетонных конструкций зданий и сооружений для определения класса арматуры с непрерывной маркировкой достаточно вскрыть участок защитного слоя бетона длиной в несколько сантиметров. Определение же класса арматуры при дискретной маркировке, применяемой в настоящее время, представляет значительные трудности.

## Выводы

1. Выпускаемая в настоящее время арматура с различными видами периодического профиля не обеспечивает в полной мере надежность прямой анкерровки ее в бетоне железобетонных конструкций при предельных внешних воздействиях в случае возникновения чрезвычайных ситуаций техногенного и природного характера.

2. Универсальный периодический профиль арматуры для железобетонных конструкций имеет теоретически обоснованные геометрические размеры. Это позволяет за счет изменения характера разрушения бетона между поперечными ребрами повысить надежность прямой анкерровки арматуры в бетоне железобетонных конструкций при предельных внешних воздействиях в случае возникновения чрезвычайных ситуаций природного или техногенного характера.

3. Конструкция универсального периодического профиля позволяет визуально идентифицировать класс арматуры за счет непрерывной двухсторонней маркировки стержня.

4. Экономический эффект достигается за счет снижения погонной массы арматурного стержня универсального периодического профиля.

### Библиографический список

1. Бедарев В.В., Бедарев Н.В., Бедарев А.В. Общая теория сцепления и анкеровки арматуры периодического профиля в бетоне. - Новокузнецк, 2014. - 160 с.

2. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. - 18 с.

3. СТО АСЧМ 7- 93. Прокат периодического профиля из арматурной стали. - 23 с.

4. ТУ 14-1-5526-2006. Прокат арматурный класса А500СП с эффективным периодическим профилем. - 19 с.

5. Саврасов И.П. Прочность, трещиностойкость и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, армированных сталью класса А500 с различным периодическим профилем // Автореф. дисс. на соискание уч. степ. канд. техн. наук. - М., 2010. - 22 с.

6. СП52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М., 2004. - 53 с.

7. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. - М.: Стройиздат, 1981. - 184 с.

---

## КОНСТРУКЦИИ

---

*А.А. КОЯНКИН, канд. техн. наук, доц. (Сибирский федеральный уни-т);*

*В.М. МИТАСОВ, д-р техн. наук, проф. (Новосибирский государственный архитектурно-строительный ун-т)*

### ИСПЫТАНИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ НА СТРОЯЩЕМСЯ ЖИЛОМ ДОМЕ

Сборно-монолитное домостроение появилось несколько позже, чем сборное и монолитное строительство. Исходя из этого, и изучение сборно-монолитных конструкций происходило в значительно меньшем объеме, а также в меньшей степени доскональности, чем исследование монолитных или сборных конструкций. Однако в настоящее время сборно-монолитные здания становятся все более и более популярными, причем их активное развитие происходит как в отечественном, так и в зарубежном строительстве. Это связано с возможностью оптимального одновременного использования положительных моментов сборного и монолитного домостроения. И именно активное развитие сборно-монолитного строительства требует корректировки существующих методик расчета в сторону учета особенностей таких конструкций, а для этих целей необходимы обширные экспериментальные исследования.

Для изучения конструктивной надежности строящихся в г. Красноярске сборно-монолитных зданий, а также для расширения базы экспериментальных испытаний таких конструкций были проведены натурные испытания части ячейки перекрытия 1-го этажа на строящемся жилом доме № 1 II-го микрорайона Покровский с размерами ячейки для испытаний в плане 6,0×7,2 м. Конструктивная система жилого дома № 1 представлена сборными колоннами и диафрагмами жесткости, а также сборно-монолитными перекрытиями, которые состоят из преднапряженных пустотных плит перекрытия, армированных напрягаемыми канатами 7Ø12K1500 и сборно-монолитных преднапрягаемых ригелей сечением сборной части 300×250(н) мм, которая армирована

3Ø12K1500 (ригели Р4, Р9) или 4Ø12K1500 (ригели Р3, Р3.1, Р3.5).

На момент проведения испытаний были смонтированы наружные стены, являющиеся ненесущими трехслойными и состоящими из внутреннего слоя пенобетонных блоков толщиной 250 мм, среднего слоя пенополистирольных плит толщиной 140 мм и наружного слоя керамического кирпича толщиной 120 мм. Также были установлены пазогребневые перегородки толщиной 80 мм (рис. 1).

Целью испытаний являлось изучение деформированного состояния сборно-монолитного перекрытия, расположенного в составе жилого здания, при загрузке до расчетной и более нагрузки.

Загрузка происходила поэтапно (4 этапа), путем раскладки керамических кирпичей: на 1 этапе нагрузка достигла 112 кг/м<sup>2</sup>; на 2 – 224 кг/м<sup>2</sup>; на 3 – 336 кг/м<sup>2</sup>; на 4 – 400 кг/м<sup>2</sup>. Для сравнения, проектные нагрузки на перекрытие, включающие эксплуатационную нагрузку, нагрузку от конструкций пола и перегородок составляют: в жилых комнатах 272 кг/м<sup>2</sup> (нормативная) и 336 кг/м<sup>2</sup> (расчетная). И в итоге, на 4 (последнем) этапе загрузки нагрузка на перекрытие, достигнув 400 кг/м<sup>2</sup>, превысила нормативную нагрузку на 50 %, а расчетную – на 20%. До контрольных значений по несущей способности нагрузку на перекрытие не довели по причине того, что испытания проходили на строящемся здании, и разрушения конструктивных элементов нельзя было допустить.

Для измерения прогибов перекрытия применялись прогибомеры 5ПАО-ЛИСИ, а возможный сдвиг ригелей относительно колонн определяли при помощи индикаторов часового типа ИЧ-10 (рис. 1, б).

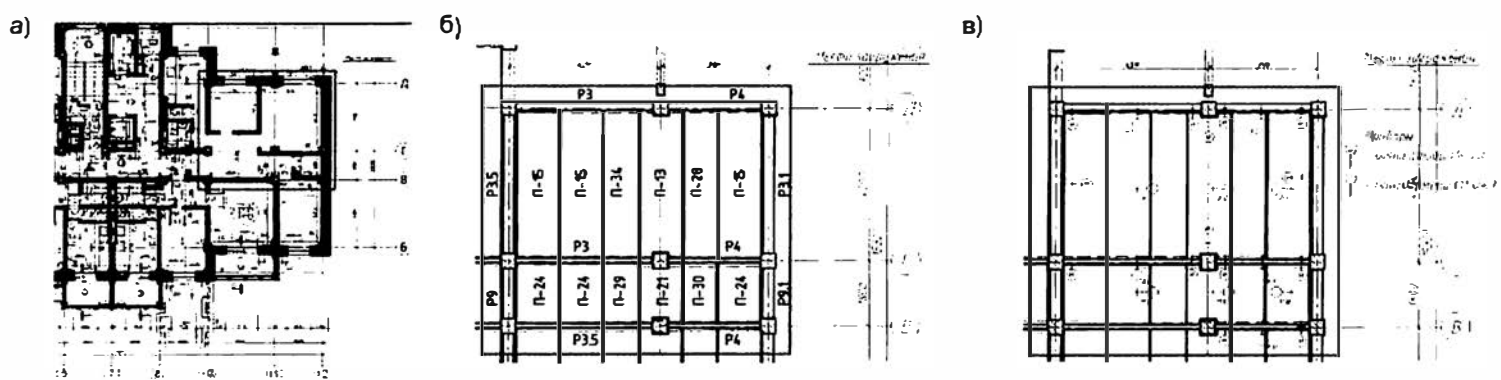


Рис. 1. Строящийся жилой дом № 1 II-го микрорайона Покровский г. Красноярск

а - план 2-го этажа; б - схема расположения ригелей и плит перекрытия; в - схема расположения прогибомеров и индикаторов

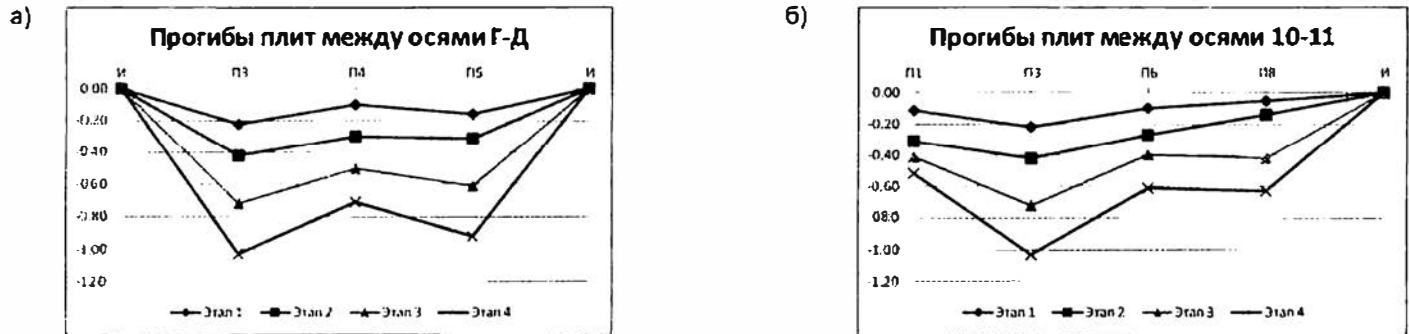


Рис.2. Прогибы плиты перекрытия

а - прогибы плит между осями Г-Д; б - прогиб плит между осями 10-11

В результате проведенных испытаний установлено, что требуемые нормативные параметры 2 группе предельных состояний обеспечиваются с запасом, а на основании того, что в ходе проведения испытания целостность и сплошность диска перекрытия не была нарушена (равномерность прогибов, отсутствие взаимного сдвига по вертикали смежных пустотных плит перекрытия, визуальное отсутствие признаков разрушения продольных швов сопряжений плит и отдельных конструктивных элементов), можно предположить, что и несущая способность обеспечивается также с запасом, хотя загрузка не доведена до контрольного значения.

Расчет конструктивных элементов диска перекрытия, проведенный с целью проверки их несущей способности, показал, что допустимая нагрузка на пустотную плиту, при условии шарнирного ее опирания, составляет  $16,8 \text{ кН/м}^2$  (при этом следует учесть, что плита переармирована), а для разрушения сборно-монолитного ригеля необходимо, чтобы нагрузка на перекрытие достигла  $59,4 \text{ кН/м}^2$ . В итоге данные теоретических расчетов подтверждают результаты экспериментальных исследований и четко указывают на завышенную несущую способность.

По вопросу трещиностойкости было отмечено, что визуально возникновение трещин зафиксировано не было, даже при загрузении сборно-монолитного перекрытия до нагрузки практически в 1,5 раза выше нормативной. Теоретический расчет момента образования трещин показал, что трещины в пустотной плите перекрытия образуются при нагрузке на перекрытие  $27,2 \text{ кН/м}^2$ , а в сборно-монолитном ригеле (в опорной его части) – при  $13,7 \text{ кН/м}^2$ . В итоге расчетом подтверждено, что при нагрузке, которая была дос-

тигнута при проведении испытаний, трещины в сборно-монолитном перекрытии образовываться не могут.

Смещений ригелей по вертикали относительно колонн не произошло, о чем свидетельствует тот факт, что показания индикаторов ИЧ-10 остались без изменений.

В результате применения пустотных плит, которые из-за своей геометрической формы сечения являются жесткими и относительно легкими (при этом выполняются преднапряженными), а также благодаря применению преднапряженных сборно-монолитных ригелей прогибы диска перекрытия едва превысили 1 мм. В частности, прогиб в центре ячейки в осях Г-Д/10-11 составил 1,03 мм при нагрузке  $400 \text{ кг/м}^2$ , при этом прогиб ригеля по оси Г составил 0,61 мм (рис. 2). Теоретический расчет прогиба перекрытия показал, что прогиб в центре ячейки диска перекрытия, вкпе с прогибом ригеля, при кратковременной нагрузке в  $400 \text{ кг/м}^2$ , составляет 0,82 мм, что подтверждает полученные при эксперименте данные.

В ПК Liga был проведен расчет фрагмента перекрытия по методике, приведенной в [1]. Конечно-элементная модель состоит из стержневых КЭ, моделирующих сборно-монолитные ригели, и из пластинчатых ортотропных КЭ, моделирующих сборные пустотные плиты. В местах сопряжения плит перекрытия с продольными и поперечными ригелями, а также по смежным продольным сторонам пустотных плит выполнялось рекомендуемое в [1] объединение перемещений совпадающих узлов.

Максимальный прогиб плиты перекрытия, полученный в результате расчета в ПК при нагрузке

400 кг/м<sup>2</sup>, составил 0,81 мм. Это практически совпадает с теоретическим значением прогиба, но имеет расхождение в 20% с данными экспериментов, что указывает на необходимость доработки предложенной методики расчета.

На основании проведенных испытаний и расчетов сделан вывод о том, что несущая способность, жесткость и трещиностойкость сборно-монолитного перекрытия обеспечены со значительным, и даже завышенным, запасом прочности, жесткости и трещиностойкости. Аналогичные результаты были получены и при проведении натурных испытаний фрагмента сборно-монолитного перекрытия, которые проводились на заводе ООО "Монолитресурс" в г. Красноярске [2]. Полученные результаты показали, что в настоящее время имеет место завышенная

стоимость строительства сборно-монолитных зданий, выполняемых по аналогии французского каркаса Saret. Это связано с недостаточностью проработки имеющихся норм проектирования, которые не в полной мере учитывают особенности сборно-монолитных зданий. Кроме того, в настоящее время актуален вопрос нахождения оптимальной конструктивной системы сборно-монолитного здания.

### Библиографический список

1. **Мордич А.И., Галкин С.Л.** Конечно-элементная модель для расчета сборно-монолитного каркаса зданий // Строительная наука и техника. - 2010. - №3. - С. 32 - 47.
2. **Митасов В.М., Коянкин А.А.** Работа диска сборно-монолитного перекрытия // Известия вузов. - Строительство, 2014. - № 3. - С. 103 - 109.

*М.С. ГОРОХОВ, асп., Е.П. РОИНОВ, д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО "Волжский государственный ун-т водного транспорта")*

## О ПРИМЕНЕНИИ ФИБРОБЕТОНА В КОРПУСНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ РЕЧНЫХ СУДОВ

Одной из проблем, возникающих при применении железобетона в корпусах судов является его низкая стойкость к динамическим нагрузкам и абразивному воздействию. Эффективным способом решения данного вопроса является применение фибрового армирования бетона [1]. Оно изменяет поведение цементного камня, что позволяет создать необходимый запас прочности и повысить его долговечность, улучшает показатели морозостойкости и стойкости к воздействию агрессивных сред [2]. Все это делает фибробетон перспективным в железобетонных конструкциях, подвергающихся таким воздействиям, и обеспечивает его долговечность в условиях морского климата и низких зимних температурах.

Однако применение фибрового армирования при строительстве корпусов железобетонных судов влечет за собой увеличение строительной стоимости, связанное со значительной ценой самой фибры и дополнительными трудозатратами при введении ее в бетонную смесь. Исходя из этого, становится актуальным вопрос обоснования целесообразности применения фибрового армирования в железобетонных конструкциях речных плавучих сооружений. Провести данное обоснование возможно с использованием математической модели, описывающей основные параметры конструкции корпуса и технологические аспекты его изготовления.

С этой целью была разработана дополнительная версия программы для ЭВМ DockCostCalculation [3], которая позволяла на основе исходных данных моделировать основные элементы конструкции корпуса из судостроительного фибробетона и учитывать технологические особенности его применения на предполагаемом заводе-строителе [4]. Для решения поставленной задачи в данной программе реализо-

ван алгоритм проектирования конструкции и расчета строительной стоимости корпуса из фибробетона, а также расчета экономической эффективности использования фибробетона в качестве корпусного материала при заданном сроке его эксплуатации. На рис. 1 представлено окно исходных данных, которые характеризуют структуру решаемой задачи.

The screenshot shows a software window titled "Расчет строительной стоимости корпуса дока" (Calculation of the construction cost of the dock hull). It contains several input fields and a summary section.

Исходные данные		Варианты систем набора переборок	
Длина корпуса, м:	65,00	Длина:	сборная
Ширина корпуса, м:	14,00	Борт:	сборная
Высота борта, м:	3,30	Переборка:	сборная
Шаг переборки, м:	3,00	Вариант технологии строительства:	сборная
Шаг обшивки, м:	1,167	Материал корпуса:	фибробетон
Количество продольных переборок:	0	Стоимость труда, руб/т:	56000
Максимальные размеры формовочной рамы:		Расчетный срок службы ФБ, лет:	50
Длина, м:	5,00	Расчетный срок службы ЖБ, лет:	50
Ширина, м:	14,00	Объемное процентное содержание, %:	1,045
Модель упругости арматуры, кН/см <sup>2</sup> :		Грузоподъемность кранового оборудования, т:	20,00
Предел текучести арматуры, кН/см <sup>2</sup> :	40,00	Применяемая прочность бетона, кН/см <sup>2</sup> :	3,20
Плотность железобетона, кН/м <sup>3</sup> :	25,50	Стоимость цемента, руб/т:	250
Плотность воды, кН/м <sup>3</sup> :	10,00	Стоимость бетона, руб/м <sup>3</sup> :	3200
Износка на палубу, кН/м <sup>2</sup> :	3,50	Стоимость арматуры, руб/т:	30000

**СЧИТАТЬ СТОИМОСТЬ**

Длина: 6 044 375,00р.  
 Борт: 2 434 940,10р.  
 Переборка: 6 338 304,42р.  
 Полученная переборка: 333 523,89р. \* 20 = 6 670 477,80р.  
 Производная переборка: 2 830 319,51р. \* 0 = 0,00р.  
 Строительная стоимость корпуса: 25 893 723,60р.  
 Средний трудозатраты: 7 435,91ч/т.  
 Экономический эффект за срок эксплуатации: 299 631,27руб.

Рис. 1. Окно ввода исходных данных в программу DockCostCalculation

Проектирование элементов конструкции корпуса и проверка несущей способности производилась так же, как и для корпуса из обычного железобетона. Основное отличие заключалось в методике проверки ширины раскрытия трещин спроектированной фибробетонной конструкции, выполняемой по уточненным формулам, полученным в работе [5]. При расчете строительной стоимости корпуса из фибробетона

учитывались затраты на закупку фибры в количестве, соответствующем ее процентному содержанию в бетоне-матрице, и дополнительные трудозатраты при введении ее в саму смесь.

В результате численного эксперимента, проведенного на основе программы DockCostCalculation, были получены и проанализированы зависимости соотношения строительной стоимости корпуса из фибробетона и железобетона  $C_{ф}/C_{жб}$  от его типоразмера и системы набора (рис. 2).

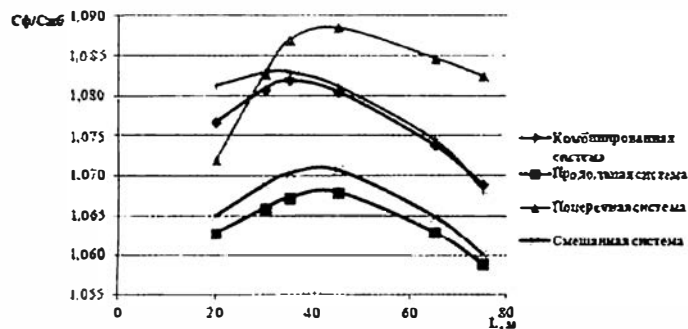


Рис. 2. Зависимости соотношения строительной стоимости корпуса из фибробетона и железобетона при различных системах набора

Из представленного на рис. 2 графика следует, что наибольшее увеличение строительной стоимости при использовании фибробетона имеют корпуса с поперечной системой набора, что объясняется меньшим процентом армирования сечения основных элементов и большей долей бетона, участвующего в их работе под нагрузкой. Большая доля бетона в сечении влечет за собой увеличение количества вводимой в бетонную смесь фибры, необходимой для достижения заданного процента объемного армирования. В этом случае увеличение строительной стоимости достигает не более 9%. Наименьшее же удорожание при использовании фибры свойственно корпусу с продольной системой набора, имеющей минимальную толщину плит наружной обшивки и значительные диаметры рабочей арматуры продольных балок, воспринимающих общий изгибающий момент всего корпуса.

Соответственно, с ростом длины корпуса, независимо от применения той или иной системы набора, доля бетона в поперечном сечении основных конструктивных элементов уменьшается вслед за увеличением действующих общих изгибающих моментов, что влечет за собой некоторое снижение удорожания корпуса при добавлении фибры. Наибольшее удорожание стоимости корпуса при использовании фибры наблюдается у корпусов судов длиной около 40-50 м, что объясняется большей долей бетона в сечениях конструктивных элементов, играющего большую роль при восприятии изгибающих моментов, вызванных местной нагрузкой. При этом данные конструктивные элементы корпуса не подвержены воздействию значительных по величине общих изгибающих моментов.

Полученные значения строительной стоимости корпуса из традиционного железобетона и фибробе-

тона в последующем использовались для расчета величины экономического эффекта от применения фибробетона в качестве материала корпусных конструкций. Условный экономический эффект рассчитывался как разность затрат на строительство корпуса из фибробетона и железобетона, и затрат на их ремонт в процессе эксплуатации при одинаковом сроке службы обоих вариантов.

Расчет вели для трех типоразмеров корпусов судов, представленных в таблице.

Типоразмеры корпусов железобетонных судов

Длина корпуса $L$ , м	Ширина корпуса $B$ , м	Высота борта $H$ , м
45	12	3
65	14	3,2
75	17	3,5

В качестве системы набора корпуса во всех случаях использовалась комбинированная система набора [6], при которой применение фибробетона при постройке наиболее целесообразно по причине большого процентного содержания бетона в поперечном сечении основных несущих конструктивных элементов корпуса при его относительно низкой строительной стоимости (на данный тип системы набора получено положительное решение ФИПС о выдаче патента) [7].

Величину отчислений на ремонт железобетонного и фибробетонного корпусов в данном случае можно принять равными 2,5 и 2% соответственно. Величину межремонтного периода железобетонного и фибробетонного корпусов, в соответствии с результатами экспериментальных исследований [1], можно принять 8 и 10 лет соответственно.

По полученным значениям экономического эффекта определяли уровень рентабельности:

$$P = (Э/С)100\%$$

где  $Э$  - экономический эффект;  $С$  - строительная стоимость корпуса.

Зависимость соотношения уровня рентабельности от продолжительности эксплуатации корпусов трех различных типоразмеров и имеющих комбинированную систему набора представлена на рис. 3.

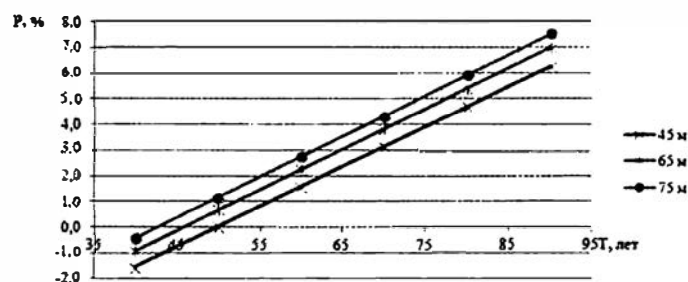


Рис. 3. Зависимость соотношения уровня рентабельности от срока службы фибробетонного корпуса трех различных типоразмеров

Приведенные на рис. 3 зависимости справедливы и для фибробетонных корпусов с иными система-

ми набора (продольной, поперечной, безнаборной и др.). Исходя из представленных на рис.3 зависимостей, можно сделать вывод о том, что с увеличением размера, а следовательно, и строительной стоимости корпуса, растет уровень его рентабельности. При этом положительное значение уровня рентабельности достигается после 45-50 лет эксплуатации корпуса. В то же время применение фибробетона, обладающего более высокими показателями трещиностойкости и истираемости, в качестве материала корпуса речных судов, при эксплуатации которых эти показатели не являются определяющими, приводит к увеличению строительной стоимости и является экономически нецелесообразным при небольших размерах корпуса и сроке его эксплуатации.

### Библиографический список

1. Горохов М.С. Влияние параметров дисперсного армирования на трещиностойкость судовых конструкций из фибробетона //

- Вестник государственного университета морского и речного флота имени адмирала С.О. Макарова. - 2014. - № 1 (23). - С. 68 - 73.  
 2. Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов // Вопросы теории проектирования, технологии, конструкции. - М.: Издательство АСВ, 2004. - 176 с.  
 3. Горохов М.С. Программа расчета строительной стоимости железобетонного корпуса (DockCostCalculation). Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2015661748, 06 ноября 2015 г.  
 4. Горохов М.С. Учет технологических особенностей при обосновании системы набора корпуса из железобетона // Вестник Волжской государственной академии водного транспорта. - 2013. - № 44. - С. 67 - 70.  
 5. Горохов М.С. Трещиностойкость фибробетона со стальной анкерной фиброй // Вестник государственного университета морского и речного флота имени адмирала С.О. Макарова. - 2014. - № 5 (27). - С. 47 - 53.  
 6. Горохов М.С. Обоснование рациональных областей применения различных систем набора железобетонного корпуса // Вестник государственного университета морского и речного флота имени адмирала С.О. Макарова. - 2015. - № 6 (34). - С. 103-109.  
 7. Заявка на полезную модель №2015138342. Решение о выдате патента от 09.11.2015.

## ЗАВОДСКОЕ ПРОИЗВОДСТВО

Ю.А. ГОГОЛЕВ, канд. техн. наук, доц. (ННГАСУ); В.А. ЧЕРНЫШЕВ, д-р экон. наук, проф., президент фирмы "Нижегородстрой"; А.В. ПАНФИЛОВ, генеральный директор ООО "Сложные железобетонные конструкции"

### СВАИ ЭФФЕКТИВНОГО СЕЧЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ВЫСОКОПРОЧНЫХ АРМАТУРНЫХ СТАЛЕЙ КЛАССА А600С

В последнее время все большее внимание уделяется использованию и применению в строительстве новых прогрессивных технологий и материалов, совершенствованию конструкций уже известных и широко применяемых изделий. Одним из наиболее распространенных видов строительных конструкций являются железобетонные сваи. Наиболее известными из них являются вибрированные сваи сплошного прямоугольного сечения. Они отличаются хорошей несущей способностью, но требуют повышенных усилий при забивке в грунт. При действии на сваю в грунте одних вертикальных нагрузок и отсутствии горизонтальных моментных сил прямоугольные сваи нерациональны из экономических соображений. Нами была разработана принципиально новая конструкция железобетонных свай эффективного сечения (см. патент № 2047688, Гоголев Ю.А. и др.). Сущность изобретения состоит в том, что поперечное сечение ствола железобетонной сваи образовано двумя трапециями, большее основание одной из которых совпадает с меньшим основанием другой, причем отношение высоты  $h_1$  трапеции с большими основаниями к высоте  $h_2$  трапеции с меньшими основаниями составляет 1:1-1:6, а их смежные углы при общем основании равны соответственно  $\alpha = 90-105^\circ$  и  $\beta = 45-70^\circ$  (рис. 1).

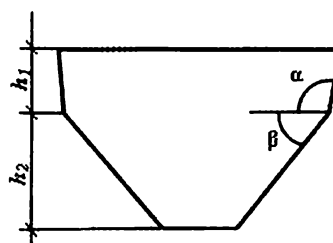


Рис.1. Поперечное сечение сваи

При граничных значениях  $h_1:h_2 = 1:1$ ,  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\beta = 45^\circ$  свая представляет собой пятиугольник, выполненный путем совмещения по общему основанию прямоугольника и треугольника. Такая свая характеризуется повышенной несущей способностью относительно одной из главных осей прямоугольного сечения, меньшей энергией забивки. При увеличении углов  $\alpha > 90^\circ$  и  $\beta > 45^\circ$  названные положительные свойства сваи сохраняются, при этом улучшается технологические показатели изготовления, изделие лучше расплубливается.

При увеличении сопряженных углов и соотношения  $h_1:h_2$  (например, 1:2, 1:3 и т.д.) соответственно снижается энергия забивки, поскольку увеличивается соотношение периметра поверхности трения к площади поперечного сечения. Аналогичная картина наблюдается вплоть до следующих граничных значений



$h_1:h_2 = 1:6$ ,  $\alpha = 105^\circ$  и  $\beta = 70^\circ$ . За этими граничными значениями свая превращается либо в треугольную (при  $\alpha > 105^\circ$ ), либо в шестиугольную (при  $\beta > 90^\circ$ ).

Величина другого смежного угла  $\beta$  определяется углом  $\alpha$  и может находиться только в указанных границах: при  $\beta < 45^\circ$  свая по существу превращается в прямоугольную, теряя качества, присущие предлагаемой свае, а при  $\beta > 70^\circ$  свая приобретает очертания "ласточкина хвоста", и теряется смысл предлагаемого решения.

Соотношение  $h_1:h_2$  выбрано так, что оно при заданных смежных углах обеспечивает снижение энергии забивки при достаточно высокой несущей способности и сопротивляемости изгибу, по сравнению с треугольной сваей, а также сокращение материалоемкости, по сравнению с прямоугольной (квадратной) сваей.

При  $h_1:h_2 > 1:1$  (например, 1:0,5) теряется эффект снижения энергии забивки, так как свая не отличается от квадратной по своим характеристикам. При  $h_1:h_2 < 1:6$  (например, 1:7) изделие характеризуется треугольной формой очертания.

Такая свая характеризуется повышенной несущей способностью относительно свай прямоугольного сечения, меньшей энергией забивки, при этом улучшаются технологические показатели изготовления: треугольные сваи лучше распалубливаются, на их поверхности и гранях практически отсутствуют сколы и вырывы бетона, образующиеся при распалубке изделий после тепловой обработки. Таким образом, технико-экономические преимущества описанной конструкции свай заключаются в снижении энергии забивки за счет уменьшения сил трения о грунт, снижении расхода материалов, по сравнению с прямоугольным вариантом, а также увеличении несущей способности и расширении области использования в различных грунтах.

С целью внедрения свай эффективного сечения в производство, авторами совместно с институтом МП "НижегородгражданНИИпроект" были выполнены рабочие чертежи, по которым на заводе железобетонных конструкций ООО "Сложные железобетонные конструкции" была выпущена опытно-промышленная партия таких свай (рис. 2).

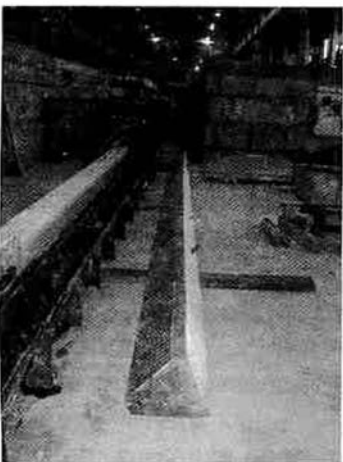


Рис. 2. Опытное производство свай эффективного сечения

Сваи изготавливали из тяжелого бетона класса В25 и В30 по прочности на сжатие (проектная марка

М300-350) с ненапрягаемой арматурой. Марка бетона по морозостойкости F100, по водонепроницаемости не менее W4. В качестве продольной арматуры применялась горячекатаная арматурная сталь классов А-I и А-II диаметром 10-12 мм, а в сваях длиной 9-12 м – класса А-III или Ат-III диаметром 12-16 мм.

Эти сваи, имея одинаковый периметр сечения с прямоугольными сваями (120 см), при одинаковой длине обеспечили сокращение расхода бетона на одной свае до 28%, а арматурной стали до 20%. Общая экономия в денежном выражении достигает 1000 руб на производстве одной сваи.

На данную конструкцию свай были разработаны технические условия ТУ 5846-003-53680443-2014 "Сваи забивные железобетонные". Такие сваи технологичны в изготовлении, упрощают конструкцию форм, так как позволяют формовать изделия в неразъемных формах, поскольку уклон ребер треугольной сваи технологически обеспечивает ее распалубку без раскрытия бортов.

Технико-экономические показатели производства свай эффективного сечения (с ненапрягаемой арматурой) относительно прямоугольных свай, изготавливаемых по ГОСТ 19804-91 "Сваи железобетонные", приведены в табл. 1.

Таблица 1  
Сравнительные технико-экономические показатели производства железобетонных свай с ненапрягаемой арматурой, изготавливаемых по ГОСТ 19804-91, и свай эффективного сечения, изготавливаемых по ТУ 5846-003-53680443-2014

Длина сваи, м	Расход бетона, м <sup>3</sup> на 1 сваю, изготовленную по		Экономия бетона, м <sup>3</sup>	Расход металла, кг на 1 сваю, изготовленную по		Экономия металла, кг
	ГОСТ	ТУ		ГОСТ	ТУ	
5	0,46	0,34	0,12	21,8	17,8	4,0
6	0,55	0,40	0,15	25,0	20,4	4,5
7	0,64	0,48	0,16	36,7	29,4	7,3
8	0,73	0,54	0,19	41,1	33,1	8,0
9	0,82	0,61	0,21	45,5	36,7	8,8
10	0,91	0,68	0,23	50,5	41,1	9,4
11	1,0	0,75	0,25	69,3	49,2	20,1
12	1,09	0,81	0,28	74,9	68,2	5,7

Повышение качества и снижение стоимости строительных объектов предполагает внедрение современных высокопрочных материалов, позволяющих снизить их расход с одновременным повышением прочности конструкций. Одной из таких эффективных разработок последних лет в области строительства является освоение производства высокопрочных арматурных сталей класса А600С, выпускаемых в настоящее время по ТУ 14-1-5596-2010.

Арматурная сталь класса А600С – это горячекатаный термомеханически упрочненный свариваемый арматурный прокат с пределом текучести не менее 600 Н/мм<sup>2</sup>, номинальным диаметром 10-40 мм, с периодическим профилем, соответствующим требо-



Рис. 3. Устройство свайного фундамента

ваниям ГОСТ Р 52544, предназначенный для армирования железобетонных конструкций. Производство арматурного проката класса А600С в настоящее время организовано ОАО "Северсталь".

При нормативном сопротивлении  $\sigma_n = 600 \text{ Н/мм}^2$  расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы составляют  $520 \text{ Н/мм}^2$ . Применение арматурной стали класса А600С взамен классов А400 (АIII) и А500 обеспечивает экономию металла до 45 и 19% соответственно при незначительной разнице в цене.

Область применения по видам нагрузок и воздействий для арматуры А600С та же, что и для арматурной стали класса А500С, область применения при отрицательной температуре эксплуатации конструкций – до минус  $70^\circ\text{C}$ .

Арматурная сталь А600С рекомендуется в железобетонных конструкциях взамен арматурной стали других видов. Проектирование железобетонных конструк-

Длина свай, м	Расход металла, кг на 1 сваю, изготавливаемую по			Экономия металла, кг на 1-й свае эффективного сечения относительно свай, изготавливаемых по ГОСТ 19804-91
	ГОСТ	ТУ	ТУ (сталь А600С)	
7	36,7	29,4	24,0	12,0
9	45,5	36,7	29,8	15,7
10	50,5	41,1	33,1	17,4
11	69,3	49,2	44,5	24,8
12	74,9	68,19	58,0	15,0

ций с использованием проката А600С рекомендуется осуществлять, применяя нормы СНиП 52-01-2003 и развивающие его Своды правил. Экономический эффект от использования арматурной стали А600С в сваях эффективного сечения показан в табл. 2.

Вышеуказанные конструкции свай были экспериментально внедрены при устройстве фундаментов жилого дома в Нижнем Новгороде (рис. 3). Пробные испытания свай на статические и динамические нагрузки подтвердили их полное соответствие с разработанной технической документацией.

Приведенные данные показывают экономическую целесообразность применения свай эффективного сечения в строительной отрасли, где производство каждой четвертой сваи будет осуществляться за счет сэкономленных средств, а экономия на возведении фундамента многоэтажного дома составит около одного миллиона рублей.

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

С.А. ЗЕНИН, Р.Ш. ШАРИПОВ, кандидаты техн. наук, О.В. КУДИНОВ, инж.  
(НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

### АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДОВ ОЦЕНКИ ПОДАТЛИВОСТИ СВЯЗЕЙ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

В 2015 г. лабораторией № 1 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева была выполнена научно-исследовательская работа (НИР), касающаяся усовершенствования методов расчета крупнопанельных зданий. Тема данной работы: "Разработка основных положений для методики расчета конструктивных систем крупнопанельных зданий с учетом податливости стыковых соединений".

Задачами выполнения данной научно-исследовательской работы согласно Техническому заданию являлась разработка основных положений методов расчета, обеспечивающих проектирование современных конструктивных систем крупнопанельных жилых зданий. Проблема состоит в том, что существ-

ующая нормативная база для проектирования крупнопанельных жилых домов отстает от развития технологий, применяемых в последнее время в домах из сборного железобетона, и ряд вопросов, связанных с расчетом зданий, использованием новых заводских деталей и пр., в них не освещен. В настоящее время для расчета зданий применяется в основном метод конечных элементов (МКЭ) с использованием различных сертифицированных программных комплексов. Расчет крупнопанельных зданий при помощи МКЭ вызывает у проектировщиков определенные трудности, связанные в том числе с моделированием податливых стыков сборных элементов. Дан-

ное обстоятельство приводит к тому, что проектировщики в ряде случаев допускают ошибки и просчеты при проектировании крупнопанельных зданий, порой принимают неэффективные и необоснованные конструктивные решения.

Основная особенность расчета крупнопанельных зданий, по сравнению с монолитными, заключается в расчете таких зданий как составных систем, включающих сборные стеновые панели и сборные плиты перекрытий, соединяемые различными связями. Очевидно, наиболее важной и сложной проблемой при расчете крупнопанельных многоэтажных зданий является правильная оценка прочности и податливости связей, соединяющих сборные элементы, и учет этих связей в расчете конструктивной системы здания.

В связи с этим начальным этапом данной работы являлась систематизация данных по существующим методам расчета конструктивных систем крупнопанельных зданий, а также анализ существующих методов оценки прочностных и деформационных характеристик стыковых сопряжений сборных крупнопанельных зданий. При выполнении начального этапа был проанализирован ряд нормативных документов, разработанных и действующих в нашей стране в советский период [1-5], так как современные действующие нормы по проектированию крупнопанельных зданий отсутствуют\*. Также были рассмотрены труды отдельных специалистов по данному вопросу [6-8].

В связи с большим разнообразием конструктивных решений дискретных стальных связей в виде закладных деталей в работе были рассмотрены существующие подходы к оценке деформационных характеристик для основных элементов закладных деталей. Как известно, деформативность связей характеризуется коэффициентом податливости  $\lambda$ , значение которого равно деформации связи, вызванной единичной сосредоточенной или распределенной силой. Ниже приводятся некоторые результаты выполненной оценки деформативности связей.

**Связи при растяжении.** В существующих рекомендациях [1, 3, 4] коэффициент податливости при растяжении  $\lambda_r$  определяется в зависимости от возможной ширины раскрытия трещин, которые образуются между бетоном замоноличивания шва и бетоном соединяемых панелей от действия растягивающей силы (рис. 1). Различие состоит лишь в форме учета ширины раскрытия трещин.

Как показали расчеты деформативности стальных связей при растяжении, значения коэффициента податливости  $\lambda_r$ , вычисленные по указаниям [1, 3, 4], отличаются одно от другого до 50% для анкерного стержня диаметром 10 мм и напряжении в нем  $\sigma_s = 200$  МПа. При расположении анкерного стержня

закладной детали вдоль направления усилия (под некоторым углом к поверхности сдвига) значения коэффициента податливости по евро нормам FIB [10] превышают примерно в два раза те, что вычислены по указаниям [1, 3, 4].

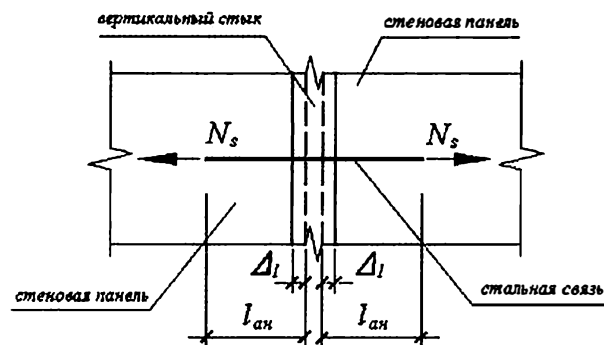


Рис. 1. К определению податливости связи вертикального стыка при растяжении

$l_{ан}$  - длина анкерной связи;  $\Delta_l$  - единичная деформация растяжения связи;  $N_s$  - растягивающее усилие, приходящееся на связь

**Связи при сдвиге.** При действии сдвигающей силы в направлении, перпендикулярном оси стержня, возникают реактивные силы в бетоне под стержнем (смятие бетона) и в самом стержне (изгиб стержня), величина которых зависит от перемещения (сдвига) стыкуемых элементов и характеристик бетона и стальной связи (рис. 2).

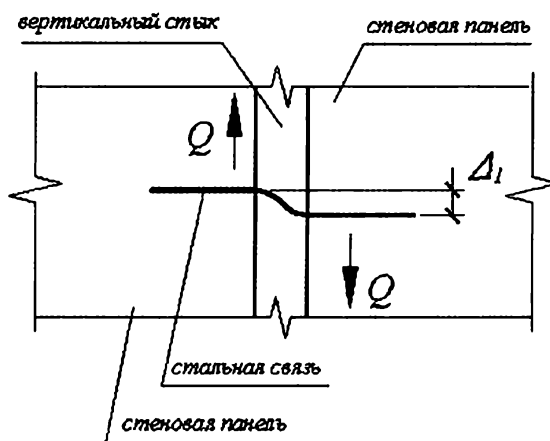


Рис. 2. К определению податливости связи вертикального стыка при сдвиге

$\Delta_l$  - единичная деформация сдвига связи;  $Q$  - сдвиговое усилие, приходящееся на связь

В связи со сложностью напряженно-деформированного состояния бетона и стержня в стыковом соединении и установления зависимости "усилие - перемещение", необходимой для определения коэффициента податливости при сдвиге  $\lambda_T$ , обычно учитывают только деформации смятия бетона под стержнем. Такие рекомендации приведены в отечественных документах [1, 3, 4, 11], а также в евро нормах [10].

Результаты расчета коэффициента податливости при сдвиге  $\lambda_T$ , по различным рекомендациям, для стержня диаметром 14 мм, расположенного перпендикулярно направлению сдвига и заделанного в сборный элемент из бетона класса В40, показали:

\* Под действующими нормами здесь подразумеваются нормативные документы, входящие в перечень норм, требования которых обязательны для применения, утвержденный Постановлением Правительства РФ №1521 от 26.12.2014 г., а также нормы, входящие в перечень норм добровольного применения, утвержденный приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии №365 от 30.03.2015.

$\lambda_{\tau} = 0,273 \cdot 10^{-4}$  см/кгс – из расчета по рекомендациям [1, 3, 4, 11] с учетом работы шва из бетона класса В20 при гладкой поверхности стыкуемых элементов;

$\lambda_{\tau} = 0,117 \cdot 10^{-4}$  см/кгс - из расчета по Пособию [1]

без учета бетонного шва;

$\lambda_{\tau} = 0,045 \cdot 10^{-4}$  см/кгс - из расчета по евронормам

FIB [10], как армированного шва без учета напряжений сжатия  $\sigma_b = 0$ ;

$\lambda_{\tau} = 0,3 \cdot 10^{-4}$  см/кгс - из расчета по евронормам FIB

[10] для шва, не заполненного бетоном.

Как видно, результаты расчета в некоторых случаях различаются в два и более раз.

**Связи при сжатии.** На сжатие в основном работают горизонтальные непрерывные связи, выполняемые из мелкозернистого бетона (контактные стыки между стеновыми панелями, платформенные стыки между стеновыми панелями и плитами перекрытий – рис. 3).

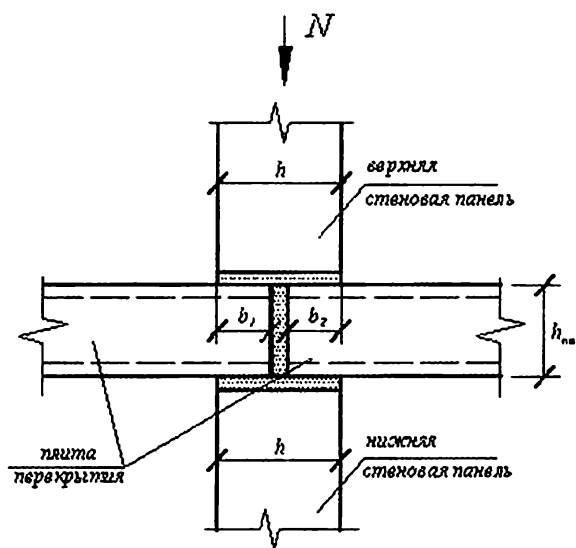


Рис. 3. К определению податливости непрерывной связи горизонтального стыка при сжатии

Коэффициенты податливости связей (в виде контактных швов из мелкозернистого бетона или раствора) при сжатии, рекомендуемые документами [1, 3, 4, 11], близки по их значениям. Различие состоит лишь в том, что, согласно [1, 3, 4], значения коэффициентов податливости зависят от марки раствора, а согласно [1], еще и от уровня сжимающих напряжений. По рекомендациям [11], при кратковременном сжатии принято единое значение коэффициента  $\lambda_c = 2 \cdot 10^{-4}$  см<sup>3</sup>/кгс для растворного шва. Это значение соответствует рекомендуемому Пособием [1] при марке раствора 10 МПа и относительно высоких уровнях напряжения в шве. Согласно [3, 4], при такой марке раствора значение  $\lambda_c = 4 \cdot 10^{-4}$  см<sup>3</sup>/кгс.

При марке раствора 20 МПа значение  $\lambda_c$  по Пособию [1] равно  $1,3 \cdot 10^{-4}$  см<sup>3</sup>/кгс (0,013 мм<sup>3</sup>/Н), по [3, 4] равно  $4 \cdot 10^{-4}$  см<sup>3</sup>/кгс, а по Рекомендациям [11] равно  $2 \cdot 10^{-4}$  см<sup>3</sup>/кгс (0,02 мм<sup>3</sup>/Н).

При длительном действии нагрузки для марок раствора (кубиковой прочности) 10 МПа (100 кгс/см<sup>2</sup>) и выше, согласно документам [1, 3, 4, 11], эти значения удваиваются.

Таким образом, значения коэффициента податливости горизонтальных швов, по различным документам, могут отличаться в два раза и более.

Как показал анализ существующей нормативно-технической документации по рассматриваемому вопросу, использование существующих зависимостей для расчета податливостей стыковых соединений сборных элементов крупнопанельных зданий не всегда позволяет применить их к описанию или моделированию работы того или иного соединения. Это приводит к тому, что применяемые ранее упрощенные расчетные модели не позволяют оценить ряд важных деформационных и прочностных параметров работы здания. В результате возникает необходимость в разработке усовершенствованных методов расчета конструктивных систем крупнопанельных зданий с учетом податливости стыковых соединений.

По результатам анализа установлено, что наибольшие различия в методиках расчета, рекомендуемых разными документами, наблюдается как раз в оценке деформационных характеристик сопряжений при различном виде действующих усилий. Отдельно следует отметить, что анализируемые деформационные характеристики сопряжений были приведены в рекомендациях, преимущественно отечественных, в основе которых лежит достаточное число испытаний. В общем случае рассмотренные предложения являются достаточно приближенными в связи с большими трудностями в отображении сложного напряженно-деформированного состояния сопряжения в расчетных моделях.

В большинстве рассмотренных рекомендаций деформация дискретной стальной связи при действии растягивающих усилий принимается равной ширине раскрытия трещин. При действии сдвигающих усилий при определении деформаций рассматриваются два направления: по одному учитываются только деформации бетона по стержням дискретной связи, по другому – деформации бетона и стержня. В связи с этим результаты расчета коэффициента податливости при растяжении и сдвиге в ряде случаев отличаются в два раза и более.

Для непрерывных неармированных связей в виде растворного шва при действии сжимающих усилий в отечественных документах рекомендуемые значения коэффициента податливости также отличаются в два раза и более. При действии сдвигающих и сжимающих усилий, характерных для горизонтальных швов, рекомендации по определению деформаций при таких воздействиях в рассмотренных отечественных документах отсутствуют.

Весьма важным фактором в конструктивной системе крупнопанельных зданий является обеспечение прочности элементов и их стыковых сопряжений. В работе также выполнен сравнительный анализ методик по оценке прочностных характеристик стыковых сопряжений по различным рекомендациям [1, 10, 12, 13, 14] на действие растягивающих, сжимающих и сдвигающих усилий.

Расчет дискретных стальных связей в виде стержней, пересекающих стык между сборными элементами, при действии растягивающих и сжимающих усилий производится согласно рассмотренным рекомендациям на базе одинаковых расчетных моделей (по прочности металла анкера и по прочности анкеровки стержня в бетоне). При действии сдвигающих усилий расчетные зависимости по различным рекомендациям отличаются и дают неодинаковые результаты в связи с различной оценкой работы стального стержня и бетона. Это также относится к расчету связей при совместном действии различных по характеру усилий.

Методика расчета непрерывных связей в виде неармированных швов, заполненных мелкозернистым бетоном, при действии сжимающих усилий в разных документах приводится с различной детализацией. При действии сдвигающих усилий (а также при наличии сжимающих усилий) методики расчета армированных и неармированных швов базируются на близких расчетных моделях, которые учитывают сопротивление бетона в контактном шве за счет сцепления бетона соединяемых элементов, смятия или среза шпонок, трения по контакту и сопротивление сдвигу поперечной арматуры. Различие состоит в учете степени влияния усилий обжатия шва и соотношения усилий, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой.

По результатам работы на начальном этапе НИР установлено, что, как показал анализ существующей нормативно-технической документации по рассматриваемому вопросу, использование существующих зависимостей для расчета податливостей стыковых соединений сборных элементов крупнопанельных зданий не всегда позволяет применить их к описанию или моделированию работы того или иного соединения. Это приводит к тому, что применяемые ранее упрощенные расчетные модели не позволяют оценить ряд важных деформационных и прочностных параметров работы здания. В результате возникает необходимость в разработке усовершенствованных методов расчета конструктивных систем

крупнопанельных зданий с учетом податливости стыковых соединений.

На основании этого в НИР была поставлена следующая задача: для оценки податливости стыковых соединений сборных элементов необходимо на основании выполненного анализа существующих норм и рекомендаций выработать основные положения по определению жесткостных и прочностных характеристик узлов. Результаты решения данной задачи будут опубликованы в следующей статье.

### Библиографический список

1. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Ч. 1, 2. Конструкции жилых зданий. (к СНиП 2.08.01-85). - М., 1986.
2. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. - М., 1999.
3. ВСН 32-77. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. - М., 1978.
4. Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Вып. I. Характеристики жесткости стен, элементов и соединений крупнопанельных зданий. - М., 1974.
5. Пособие по расчету крупнопанельных зданий. Вып. II. Расчет несимметричных в плане зданий повышенной этажности на действие горизонтальных нагрузок с учетом кручения. - М., 1974.
6. Ханджи В.В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. - М.: Стройиздат, 1977.
7. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. - М.: Стройиздат, 1977.
8. Косицин Б.А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий. - М.: Стройиздат, 1971.
9. Данель В.В. Анализ формул для определения жесткости при сдвиге платформенных стыков крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. - 2010. - № 1. - С. 25-29.
10. СЕВ-FIP Model Code 1990. Design Code. Lausanne, May, 1993.
11. Руководство по проектированию конструкций монолитных и сборно-монолитных зданий различной этажности, возводимых в инвентарных переставных опалубках (СММ-1Р.99). - М., 1999.
12. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М., 1985
13. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). - ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, 1986.
14. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций // Справочное пособие к СНиП. - М.: Стройиздат, 1991.

*Ю.В. КРАШОЩЕКОВ, д-р техн. наук (СибАДИ)*

## СИСТЕМНАЯ МОДЕЛЬ КОЭФФИЦИЕНТА ПРИЗМЕННОЙ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

Согласно нормам проектирования железобетонных конструкций, можно производить вероятностный расчет при наличии достаточных данных об изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости [1]. В последнее время появилось много нормативных документов (ГОСТ, СП), в которых отсутствуют данные о вероятностных характеристиках призменной прочности бетона, или прочности бетона на сжатие в конструкциях. Недостаток этих данных затрудняет выполнить не только вероятностный расчет, но и оценить надежность конструкций, рассчитанных по методу предельных состояний.

Известно, что в качестве основного показателя прочности на сжатие в России принят класс бетона В (нормативная кубиковая прочность  $R_n$  в МПа), который соответствует прочности стандартных кубов с обеспеченностью 0,95. Численное значение класса бетона связано со средним значением кубиковой прочности  $\bar{R}$  и однородностью бетона, характеризующей коэффициентом вариации  $R$ , зависимостью

$$B = \bar{R}(1 - 1,64v). \quad (1)$$

При проектировании обычно принимают коэффициент вариации  $v = 0,135$ , но он может быть уточнен при обследовании конструкций [2].

Класс бетона используется для контроля прочности, в расчетах конструкций по предельным состояниям сопротивление бетона сжатию принимается в виде призмной прочности  $R_{bn}$  или  $\bar{R}_b$  в зависимости от группы предельных состояний. Для нормативного значения призмной прочности с обеспеченностью 0,95, очевидно, может быть использована зависимость, подобная (1)

$$R_{bn} = \bar{R}_b(1 - 1,64v_b). \quad (2)$$

В этой формуле коэффициент вариации  $v_b$  характеризует однородность бетона в призмах. В монографии [3], например, для вероятностного расчета с применением среднего значения призмной прочности  $\bar{R}_b$  принято  $v_b = v = 0,135$ .

Для перехода от прочности кубов к прочности призм служит так называемый коэффициент призмной прочности  $k_b$ . Разделив (2) на (1), получим при  $v = v_b$  равенство  $k_{bn} = \bar{k}_b$ .

Коэффициент призмной прочности  $k_{bn} = R_{bn}/R_n$  может быть определен из эмпирической формулы в зависимости от класса бетона

$$R_{bn} = B(0,77 - 0,00125B) \geq 0,72B, \quad (3)$$

согласно которой для наиболее слабых бетонов  $k_{bn} = 0,77$ , а с увеличением прочности бетона до В 50 он снижается до 0,72 и далее остается постоянным. По формуле (3) вычислены нормативные значения сопротивления бетона осевому сжатию в зависимости от класса бетона, округленные до 0,5 МПа [1].

В последнее время получают результаты, свидетельствующие о значительном отличии коэффициентов  $k_{bn}$ , полученных по формуле (3), от средних экспериментальных значений  $\bar{k}_b$  (превышение  $\bar{k}_b$  над  $k_{bn}$  на 15-20%) [4].

Следует отметить, что при переходе от марок бетона к классам были пересмотрены масштабные коэффициенты кубиковой прочности, которые раньше принимали, как и в формуле (3), в зависимости от прочности бетона [5]. Специальные исследования показали, что такая зависимость отсутствует и в настоящее время не учитывается [6]. В то же время зависимость коэффициента призмной прочности, который в определенной степени является также масштабным, от прочности бетона сохранена в формуле (3).

Серьезным препятствием для перехода к вероятностным методам проектирования железобетонных конструкций является отсутствие теоретической модели в виде зависимости прочности бетона в конструкции от прочности в опытных образцах с учетом изменчивости прочностных свойств (однородности).

Коэффициент призмной прочности в нормативных документах не упоминается. Согласно своду правил [2], расчетные и нормативные характеристики бетона определяют по таблицам СП [1] в зависимости от условного класса бетона по прочности на сжатие. Например, для монолитных конструкций значение условного класса бетона по прочности на сжатие определяют по формуле  $B = 0,8\bar{R}$ , в которой среднюю кубиковую прочность получают по результатам испытаний неразрушающими методами или испытанием отобранных из конструкций образцов бетона. При больших объемах работ по оценке прочности бетона рекомендуется применять статистические методы оценки.

Форму, вид, размеры образцов, методы их испытания и расчета регламентируют ГОСТ [6, 7]. Применение призм для определения прочности на сжатие в этих стандартах не предусмотрено.

До 1976 г. показателем прочности на сжатие принимали марку бетона М, соответствующую средней прочности стандартных кубов  $\bar{R}$  в кгс/см<sup>2</sup>, а нормативное значение призмной прочности получали в зависимости от марки умножением на коэффициент  $k_b = 0,7-0,8$ . Проф. А.А. Гвоздев отмечал, что в отношении величины  $k_b$ , которую, казалось бы, нетрудно определить, нет достаточной ясности [5].

В нормах 1976 г. была принята эмпирическая формула для нормативной призмной прочности

$$R_{bn} = R_n(0,77 - 0,0001\bar{R}) > 0,72R_n. \quad (4)$$

Формула (3) является результатом незначительных преобразований (4), вызванных в основном изменением единиц измерения. Как уже отмечалось, разброс значений коэффициента призмной прочности, определенных по этим формулам, относительно невелик и колеблется от 0,72 до 0,77.

В действительности разброс опытных значений коэффициента призмной прочности гораздо больше: от 0,6 до 0,9. Большой разброс обычно объясняют несовершенством испытаний кубов и особенно неопределенностью условий трения на поверхностях, подвергаемых действию испытательной нагрузки. По данным А.А. Гвоздева, "даже в пределах отдельных групп исследований коэффициент вариации  $v_k$  значений коэффициента призмной прочности редко опускается ниже 10%, а иногда составляет и 15%". По его мнению, нормативную призмную прочность следовало бы вычислять по формуле

$$R_{bn} = \bar{R}k_b(1 - 1,64\sqrt{v^2 + v_k^2}), \quad (5)$$

где  $\bar{k}_b$  - среднее значение коэффициента призмной прочности;  $v$  и  $v_k$  - коэффициенты вариации прочности бетона кубов и коэффициента призмной прочности.

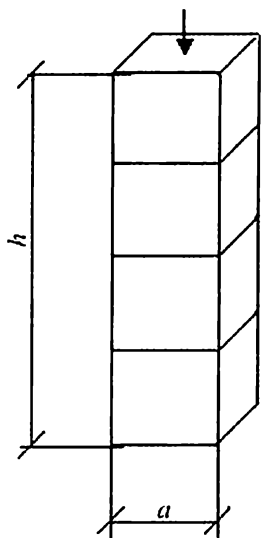
Поскольку нормативная кубиковая прочность определяется по формуле (1), то для перехода от нее к нормативной призмной прочности А.А. Гвоздев использовал значение  $k_{bn}$  в виде отношения

$$k_{bn} = \bar{k}_b (1 - 1,64 \sqrt{v^2 + v_k^2}) / (1 - 1,64 v). \quad (6)$$

При  $v = 0,135$  и  $v_k = 0,1$  им получено  $k_{bn} = 0,92 \bar{k}_b$ .

Средние опытные значения коэффициента призмной прочности  $\bar{k}_b$  равны примерно 0,78 для высоких марок и 0,83 для низких марок тяжелых бетонов. По А.А. Гвоздеву, эмпирическая формула (4) получена из анализа опытных данных с использованием вероятностной зависимости (5).

При системном подходе объект исследования – опытный образец бетона в виде призмы можно представить в виде конструктивной системы с последовательно соединенными кубами (см. рисунок) [8]. Количество элементарных кубов в такой системе численно равно значению гибкости призмы, т.е.  $n = \lambda = h/a$ .



Системная модель призматического образца

Так как системный подход ориентирует на операции со случайными величинами, то и системная модель прочности бетонной призмы относится к типу вероятностных. Идея системной модели призматических образцов бетона проверена сравнением данных, полученных из анализа норм разных стран [9], с расчетными значениями, вычисленными при коэффициенте вариации  $v = 0,25$ , характерном для больших стройплощадок с привозным бетоном и нормальным контролем или для

малых стройплощадок с изготовлением бетона на месте [10]. Эти данные, приведенные в табл. 1, практически совпадают.

Таблица 1

Средние значения коэффициента призмной прочности  $\bar{k}_b$

Источник	Гибкость призмных образцов $\lambda = n$					
	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
[9]	1,39	1,0	0,9	0,85	0,8	0,75
Формула (7)	–	–	–	0,86	0,79	0,74

Расчетные значения вычислены по формулам А.Р. Ржаницына, полученным им при решении задачи о распределении минимумов нескольких случайных величин применительно к системам с последовательным соединением элементов, при котором разрушение происходит по наиболее слабому из них [11].

Формулы А.Р. Ржаницына преобразованы в вид, удобный для анализа среднего коэффициента призмной прочности  $\bar{k}_b = \bar{R}_f / \bar{R}$ :

$$\bar{k}_b = 1 - t_{n-1} \quad (7)$$

где  $t = 0,5642$  при  $n = 2$ ;  $t = 0,8463$  при  $n = 3$  и  $t = 1,0291$  при  $n = 4$ .

Следует отметить, что для оценки параметров случайных величин, распределенных по нормально-

му закону, в условиях неопределенности их изменчивости рекомендуется применять распределение Стьюдента [12]. Поэтому прочность призмной системы в вероятностной модели примем равной граничному значению доверительного интервала, тождественному минимальной прочности кубического элемента  $\bar{R}$

$$\bar{R}_b = \bar{R}_1 (1 - t_{n-1} v / \sqrt{n}) = \bar{R}_1 \bar{k}_b, \quad (8)$$

где  $t_{n-1}$  – коэффициент Стьюдента, учитывающий ошибку, допускаемую при оценке ограниченного числа испытаний  $n$  (числа кубических элементов) по сравнению с  $n = \infty$ ;  $v$  – коэффициент вариации прочности бетона (в скобках знак "минус" свидетельствует о разрушении системы с менее прочного элемента).

Средние значения коэффициента призмной прочности  $\bar{k}_b = 1 - t_{n-1} v / \sqrt{n}$ , определенные при значениях  $t_{n-1}$ , взятых из табулированных таблиц  $t$ -распределения для односторонней оценки средних значений с доверительной вероятностью 0,95, приведены в табл. 2. При вычислении отношения  $k_{bn} / \bar{k}_b$  по формуле (6) по предложению А.А. Гвоздева принято  $v_k = 0,1$ .

Таблица 2  
Коэффициенты призмной прочности  $\bar{k}_b$  и  $k_{bn}$

Параметры	Коэффициент вариации $v$					
	0,05	0,1	0,135	0,15	0,2	0,25
$k_{bn} / \bar{k}_b$ (6)	0,89	0,92	0,93	0,93	0,94	0,95
$\bar{k}_b$ (8)	0,94	0,88	0,84	0,82	0,77	0,71
$k_{bn}$	0,84	0,81	0,78	0,76	0,73	0,67

В результате расчета для стандартных призм с гибкостью  $\lambda = 4$  получены значения  $\bar{k}_b = 1 - 1,175v = 0,71 \dots 0,94$ . Теперь можно объяснить большой разброс этих значений не прочностью бетона, а неоднородностью его свойств, которая характеризуется коэффициентом вариации  $v$ .

Отметим, что опытным значениям  $\bar{k}_b = 0,78-0,83$ , приведенным А.А. Гвоздевым, и расчетным значениям, определенным по формуле (3),  $k_{bn} = 0,72-0,77$  соответствует примерно одинаковый коэффициент вариации прочности бетона  $v = 0,135-0,2$ . По значениям коэффициента  $\bar{k}_b$  можно определить среднее значение призмной прочности бетона и уточнить нормативное значение, вычисляемое по формуле (3). Таким образом, применение системных моделей при анализе результатов испытаний различных образцов бетона позволяет получить данные, необходимые для анализа надежности конструкций вероятностными методами.

## Библиографический список

- СП 63.13330-2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - М.: ФАУ "ФЦС", 2013. - 156 с.

2. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. - М.: ФГУП ЦПП, 2003. - 27 с.
3. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. - М.: Изд. АСВ, 1998. - 304 с.
4. Мкртчян А.М., Аксенов В.Н. О коэффициенте призмной прочности высокопрочных бетонов. - Электрон. дан. // Инженерный вестник Дона. - 2013. - № 3.
5. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П. и др. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / под ред. А.А. Гвоздева. - М.: Стройиздат, 1978. - 204 с.
6. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. - М.: Стандартинформ, 2013. - 30 с.
7. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. - М.: ФГУП "Стандартинформ", 2005. - 12 с.
8. Краснощеков Ю.В. Системные модели прочности бетонных образцов // Бетон и железобетон. - 1996. - № 5. - С. 19-21.
9. Рибицки Р. Повреждения и дефекты строительных конструкций / пер. с нем. К.Ф. Плитта; под ред. И.А. Физделя. - М.: Стройиздат, 1982. - 432 с.
10. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций / пер. с нем. О.О. Андреева. - М.: Стройиздат, 1994. - 288 с.
11. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. - М.: Стройиздат, 1978. - 239 с.
12. Джонсон Н., Лион Ф. Статистика и планирование эксперимента в технике и науке // Методы обработки данных / под ред. Э.К. Лецкого. - М.: Изд. "Мир", 1980. - 610 с.

## К сведению авторов

Статья, представляемая в редакцию журнала для публикации, должна соответствовать следующим требованиям.

1. Объем статьи не должен превышать 10-12 страниц компьютерного набора в программе **Microsoft Word**, межстрочный интервал – полуторный или двойной. Шрифт: **Times New Roman**, начертание – обычное (без переносов), размер – 14. Оптимальный объем статьи не более 15000 знаков.
2. В качестве имени файла указывается фамилия автора русскими или латинскими буквами (например: **Петров.doc** или **Petrov.doc**).
3. Формулы должны быть подготовлены в редакторе **Microsoft Equation 3.0** или **MathType**.
4. Рисунки, схемы, диаграммы, графики к статье следует представлять отдельными файлами в форматах: **TIF, JPEG, BMP; EPS, GIF** (все тексты в кривых); дополнительно можно помещать их в **Word**. Разрешение изображений должно быть по

возможности не меньше **300 dpi**. В тексте должна быть ссылка на конкретный рисунок, например (рис. 2). Напоминаем, что все иллюстрации в журнале черно-белые или в градациях серого, в связи с этим цветные иллюстрации не рекомендуются. Графики и диаграммы могут быть представлены в редакторе **Microsoft Excel**.

5. К статье должен быть приложен список иллюстраций с подрисовочными подписями. Страницы **необходимо** нумеровать.
6. К научной статье обязательно прилагаются аннотация и рецензия на нее ученых или ведущих специалистов в данной области.
7. Статья должна быть подписана авторами и содержать сведения обо всех авторах: фамилию, имя и отчество (полностью), место работы (полное и сокращенное название учреждения), должность, ученую степень, адрес с почтовым индексом (служебный и домашний), номера телефонов (служебный и домашний).

Редакционная коллегия: **Ю.М. Баженов, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, А.Н. Давидюк, А.И. Звездов (главный редактор), Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.Г. Тамразян, Б.Д. Тотурбиев, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаятин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)**

Выход в свет 30.06.16. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0. Тираж 338 экз. Заказ №

Адрес редакции:  
111141, Москва, 1-я Владимирская ул., 41-45  
Тел. (495) 306-5902  
E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru) <http://www.cstroy.ru/kindwork/izdat/beton>

Адрес издательства:  
109518, Москва, 1-й Грайвороновский пр., 2  
Отпечатано в ООО "Галлея Принт"  
111024, Москва, ул. 5-я Кабельная, д. 2Б  
Цена свободная