

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

ТОТУРБИЕВ А.Б., МУСАДЖИЕВ Н.Б., ТОТУРБИЕВ Б.Д., ЛЕСОВИК В.С.
Влияние технологических факторов на вяжущие свойства
полисиликатнатриевых композиций 2

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 65-летию Б.Д. ТОТУРБИЕВА 5

АРМАТУРА

ТИХОНОВ И.Н., ГУМЕНЮК В.С. Современные требования
к сварным стыковым соединениям термомеханически
упрочненной арматуры классов прочности 400 и 500 Н/мм² 6

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

СТАРИШКО И.Н. Особенности предлагаемой методики расчета
внецентренно сжатых железобетонных элементов с
практическим решением задач 9

БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УТКИН В.С., ЯРЫГИНА О.В. Расчет надежности железобетонной
колонны по критерию прочности на стадии эксплуатации 14

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ДОБШИЦ Л.М., МАГОМЕДЭМИНОВ И.И. Определение
морозостойкости крупного заполнителя для тяжелых бетонов 16

ЧЕРНЯКОВ А.В. Оценка долговечности грунтобетона
в струйной технологии 20

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

ФРАНК ШЛАДИЦ, ЭНРИКО ЛОРЕНЦ, МАНФРЕД КУРБАХ
Несущая способность железобетонных плит с
текстильнобетонным армированием 25

Памяти Л.А. Малининой 30

*А.Б. ТОТУРБИЕВ, канд. техн. наук, Н.Б. МУСАДЖИЕВ, инж.,
Б.Д. ТОТУРБИЕВ, д-р техн. наук, проф., академик РИА (ЗАО "Опытное научно-
производственное предприятие"); В.С. ЛЕСОВИК, д-р техн. наук, проф.,
член-корр. РААСН (БГТУ им. В.Г. Шухова)*

ВЛИЯНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ НА ВЯЖУЩИЕ СВОЙСТВА ПОЛИСИЛИКАТНАТРИЕВЫХ КОМПОЗИЦИЙ

Формирование структуры полисиликатнатриевой композиции складывается из таких двух сложных процессов:

- придание вяжущих свойств тонкоизмельченной силикатнатриевой композиции путем введение кремнезоля, взаимодействие последнего с тонкомолотым безводным силикатом натрия непосредственно в композиции и образование полисиликата натрия;

- последующего упрочнения полученной жидкостекольной полисиликатнатриевой композиции обезвоживанием, т.е. дегидратацией водного раствора полисиликата натрия под действием тепла.

При изучении вяжущих свойств полисиликатнатриевой композиции мы стремились установить зависимость прочности материала от таких технологических факторов, как количество полисиликата натрия в материале и его кремнеземистый модуль; вид, дисперсность и равномерность распределения исходных сухих огнеупорных компонентов; количество кремнезоля и его соотношение с БСН по массе; режим тепловой обработки. Установление этих зависимостей позволяет разработать рациональные технологические приемы, обеспечивающие полноту использования свойств полисиликата натрия [1].

Как известно, образование полисиликата натрия соответствующего модуля непосредственно в композиции во многом зависит от полноты растворимости БСН в кремнезоле и их соотношения.

Известно, что низкомолекулярные БСН (силикатный модуль не более 2) легко растворяются в воде, но создают нестойкие по отношению к воде клеящие контакты. Это усугубляется еще и тем, что для получения полисиликата натрия с силикатным модулем 10 необходимо ввести большое количество кремнезоля при концентрации 90:10 и 80:20. Следовательно, увеличивается содержание воды в композиции, а это в свою очередь предопределяет весьма невысокую прочность материалов, изготовленных из них. И наоборот, высокомолекулярные виды БСН характеризуются низкой растворимостью даже при высоких температурах и давлениях. Однако в нашем случае, когда растворение тонкомолотого БСН в кремнезоле осуществляется непосредственно в силикатнатриевой композиции, этот процесс происходит более интенсивно. Следовательно, появляется возможность применения высокомолекулярного БСН. В данной рабо-

те для дальнейших исследований, как уже отмечалось, принято БСН (силикат-глыба) с кремнеземистым модулем 2,9, производство которого налажено нашей промышленностью.

В табл.1. приведены показатели свойств композиционного вяжущего, изготовленного из состава совместно молотых БСН и огнеупорного наполнителя (корунда), взятых в соотношении 20:80% по массе, $S_{уд} = 2000 \text{ см}^2/\text{г}$, и кремнезоля концентрации 70:30, количество которого соответствовало для образования полисиликата натрия с соответствующим силикатным модулем (табл.1).

Таблица 1
Влияние силикатного модуля полисиликата натрия на свойства композиционного вяжущего

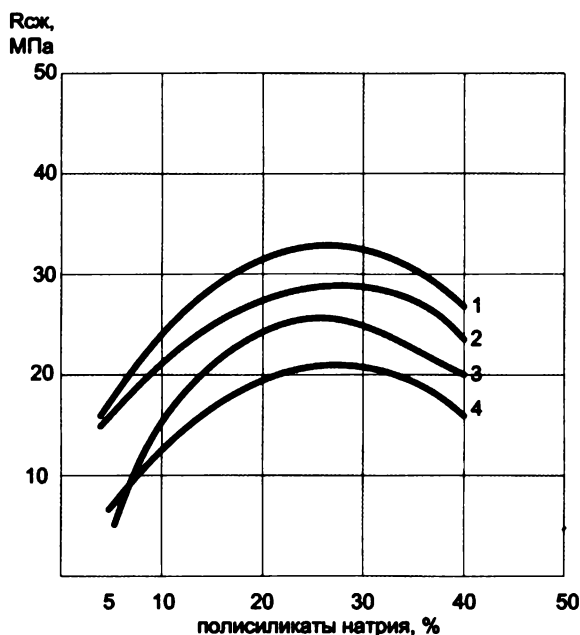
Силикатный модуль полисиликата натрия в композиции	Прочность при сжатии, МПа	Огнеупорность, °С
4,0	36,4	1700
6,0	33,5	1770
8,0	30,2	1820
10,0	28,8	1880
15,0	13,5	1950

Откуда следует, что огнеупорность вяжущего с повышением силикатного модуля полисиликата натрия значительно повышается, при идентичном уменьшении его прочности. Здесь на примере корундового полисиликатнатриевого композиционного вяжущего можно отметить возможность использования полисиликатов натрия с силикатным модулем до 10, так как вяжущее при этом имеет достаточную прочность и огнеупорность для изготовления жаростойких вяжущих и бетонов на их основе.

Следующим технологичным переделом, оказывающим влияние на прочность композиционного вяжущего, является процентное содержание в нем полисиликатов натрия.

На рисунке приведены результаты испытаний образцов размером 5×5×5 см, изготовленных из различных составов вяжущих и подверженных тепловой обработке по режиму: подъем температуры от 20 до 90°С – 1,5 ч, выдержка при 90+5 °С – 2,5 ч, подъем температуры до 200 °С – 1 ч, выдержка 2 ч. Кривые зависимости имеют при этом экстремальный харак-

тер. По расположению левых восходящих ветвей можно сделать вывод о недостатке полисиликата натрия в композиции, что делает невозможным создание оптимального числа клейевых контактов.



Зависимость прочности высушенных образцов из полисиликатнатриевых композиционных вяжущих от содержания полисиликата натрия и вида наполнителя

1 - карбидкремниевый; 2 - корундовый; 3 - шамотный; 4 - кварцевый

Существенно влияет на прочность образцов при этом плотность огнеупорного заполнителя: образцы с более высокой прочностью при одном и том же расходе полисиликата натрия имеют более плотный заполнитель (кривые 1-3).

На всех рассматриваемых кривых есть правые нисходящие ветви. Они свидетельствуют о спаде прочности при дальнейшем увеличении в композиционном вяжущем содержания полисиликата натрия. Это можно объяснить рядом причин и прежде всего тем, что высушенный полисиликат натрия гораздо менее прочен, чем огнеупорный заполнитель. Кроме того, при увеличении содержания полисиликата натрия композиция приобретает объемноомоноличную структуру. Этим и объясняется то, что при нагревании образцов до 180-200 °С они вспучивались, давая значительный прирост объема (до 20% и более), поскольку вязкость всей композиции исключает возможность выхода паров воды, так как свободных поров при объемном омоноличивании для них нет.

При контактном омоноличивании огнеупорного порошка вспучивания не было, так как пары воды через материал, не имеющий сплошности, проходят свободно.

Следовательно, предельное содержание полисиликата натрия в композициях составляет 25-30 % в зависимости от вида заполнителя. При этом композиционные вяжущие имеют довольно высокую прочность (20-34 МПа). При таком содержании полиси-

ликата натрия в вяжущем образуется оптимальное число клейевых контактов.

Если их будет еще больше, система превратится в объемноомоноличную композицию, т.е. межзерновая пористость почти полностью будет заполнена клеящим веществом.

Дисперсность материалов, входящих в композицию, плотность и характер поверхности зерен заполнителя (огнеупорного порошка) также влияют на прочность полисиликатнатриевого вяжущего. При использовании шамота, например, при одинаковом содержании полисиликата натрия (20%) прочность 20 МПа достигается при удельной поверхности композиций – 3000 см²/г, а при корунде удельная поверхность может быть уменьшена до 2000 см²/г. Прочность композиций на корунде примерно на 20-30% выше, чем на шамоте. Здесь, видимо, корунд, являясь абразивом, при помоле обуславливает более тонкое измельчение БСН, что благоприятно влияет на образование полисиликата натрия и последующие технологические процессы и свойства материала. Поверхность зерен корунда плотная и ровная, поэтому не требует излишка клеящего вещества, тогда как при менее ровной и плотной поверхности шамотного заполнителя надежные контакты образуются при большем расходе клеящего вещества.

Как уже отмечалось выше, необходимые условия структурообразования композиции – равномерное распределение в ней частиц БСН, последующее обводнение его в кремнезоле, хорошее смачивание поверхности частиц минерала полученным раствором полисиликата натрия и обезвоживание его путем термообработки. Равномерное распределение БСН в материале с наибольшим эффектом достигается при совместном сухом помоле компонентов. Для помола можно использовать шаровые одно- и двухсекционные мельницы.

Для равномерного увлажнения композиции при смешивании необходимо определить время перемешивания увлажненной смеси в зависимости от типа смесителя. В нашем случае хороший эффект дает трех-четыре минутное перемешивание массы в лопастной лабораторной мешалке.

Очень важный фактор, определяющий прочностные показатели затвердевшего полисиликатнатриевого вяжущего, – методы и режимы уплотнения (формования) смесей (табл. 2).

Результаты опытов, приведенные в табл. 2, показывают эффективность повышения степени уплотнения формовочных смесей, поскольку в этом случае существенно улучшаются контакты между зернами заполнителя и полисиликата натрия.

Другой важный технологический фактор, влияющий на растворение БСН в кремнезоле, т.е. образование полисиликата натрия и последующее обезвоживание системы, – тепловая обработка.

Для исследования этого влияния сформованные вибрированием с пригрузом образцы помещали для тепловой обработки в лабораторный сушильный

Зависимость прочности высушенных образцов, изготовленных из корундополисиликатнатриевой композиции, от методов и режимов формирования

Номера образцов	Режим формирования	Методы формирования	Прочность при сжатии, МПа
1 2 3	Режим 1 - частота вибрации 50 Гц, амплитуда колебаний вибратора - 2 мм, время вибрирования 60 с	Вибрирование	19,8 24,1 22,1
4 5 6	Режим 2 - частота вибрации 50 Гц, амплитуда колебаний вибратора - 2 мм, время вибрирования 60 с при давлении пригруза 0,012 МПа	Вибрирование с пригрузом	27,3 30,2 26,3
7 8 9	Режим 3 - давление пригруза 0,5 МПа	Прессование (одноступенчатое в прессформе)	40,0 43,3 41,0
10 11 12	Режим 4 - давление пригруза двухступенчатое 0,24 МПа и 0,5 МПа	Прессование (двухступенчатое в прессформе)	48,1 50,2 49,0

шкаф и сушили по режиму: повышение температуры от 20 до 90 °С – 1 ч, выдержка при 90+5 °С – 2 ч, подъем температуры до 180 °С – 1 ч, выдержка 2 ч. Затем шкаф отключали, и образцы охлаждались.

Цель такой обработки – обеспечить дальнейшее растворение зерен БСН в кремнезоле для образования полисиликата натрия и улучшить за счет этого клеевые контакты. Наиболее интенсивное неавтоклавное растворение БСН с кремнеземистым модулем в пределах 2,6-2,8 происходит при 90-95 °С [2]. При подъеме же температуры до 180-200 °С достигается почти полное обезвоживание системы. Следовательно, клеевые контакты упрочняются главным образом вследствие резкого повышения когезионной прочности полисиликата натрия.

Проводились опыты и для проверки эффективности других режимов тепловой обработки образцов-близнецов. Их результаты (табл. 3) подтвердили приведенные выше положения.

Так, нарушение режима 1 (мы не утверждаем при этом, что он является оптимальным) в сторону

Зависимость прочности высушенных образцов, изготовленных из корундополисиликатнатриевой композиции, от методов и режимов формирования

Режим сушки	Прочность при изгибе, МПа	Прочность при сжатии, МПа
Режим 1 - подъем температуры до 90 °С -1ч и выдержка - 2 ч, подъем до 180 °С - 1ч и выдержка - 2 ч, затем охлаждение в шкафу	19,0	28,4
	17,3	30,2
	17,6	27,2
Режим 2 - подъем температуры до 90 °С -1 ч и выдержка - 0,5 ч, подъем до 180 °С - 1 ч и выдержка - 2 ч, затем охлаждение в шкафу	11,2	21,8
	10,9	23,0
	11,0	20,3
Режим 3 - подъем температуры до 180 °С - 2,5 ч и выдержка - 2 ч, охлаждение в шкафу	9,3	16,2
	9,0	17,3
	8,7	17,4

сокращения выдержки образцов при температуре 90 °С существенно снижает их прочность (режим 2). Нам представляется, что это вызвано главным образом тем, что частицы БСН не успевают раствориться в достаточной степени для образования полисиликата натрия, а следовательно, заметно не увеличивается число клеевых контактов. Тепловая обработка способствует увеличению числа этих контактов, а затем их упрочнению.

Таким образом, исследования показали, что прочные клеевые контакты в системе "огнеупорный порошок – БСН – кремнезоль" могут быть созданы при соблюдении следующих основных технологических факторов: равномерном распределении тонкоизмельченных частиц БСН в порошке огнеупорного материала и последующем в кремнезоле; уплотнении при формировании образцов; тепловой обработке с целью растворения этих частиц и образования полисиликата натрия, следовательно, тончайших клеевых пленок на их поверхности; последующего обезвоживания системы, т.е. создания условий для возникновения адгезии и когезии, осуществляемой после уплотнения смеси (формования образцов).

Библиографический список

1. Тотурбиев А.Б. Формирование клеящей пленки и омоноличивание жаростойкого бетона на полисиликатах // Бетон и железобетон. - 2011. - № 3. - с. 5-7.
2. Тотурбиев Б.Д. Строительные материалы на основе силикатнатриевых композиций. - М.: Стройиздат, 1988, 208 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. Необходимо приложить дискету.

Иллюстрации к статье следует представлять отдельными файлами в форматах: Photoshop TIFF, JPEG, BMP; Illustrator EPS, (все тексты в кривых); дополнительно можно помещать их в Word. Сложные формулы набирать в формульном редакторе Word.

2. Если к статье прилагаются оригиналы иллюстраций, то на обороте каждой из них мягким карандашом необходимо указать их порядковый номер и фамилию автора, в необходимых случаях пометить "верх".

3. К научной статье обязательно прилагаются аннотация и рецензия на нее ученых или ведущих специалистов в данной области.

4. 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).

К 65-летию Б.Д. Тотурбиева

В мае нынешнего года исполнилось 65 лет **Тотурбиеву Батырбию Джакаевичу**, доктору технических наук, профессору, академику Международной и Российской инженерных академий, член-корр. Академии технологических наук РФ, советнику РААСН, члену Высшего совета инженеров России, известному ученому в области строительного материаловедения – технологии жаростойких композиционных вяжущих и бетонов.

Трудовую деятельность он начал в 1966 г. после окончания Махачкалинского строительного техникума, работал мастером, прорабом, начальником участка и в 1972 г. главным инженером, получив диплом инженера-строителя Дагестанского государственного университета.

В 1978 г. защитил кандидатскую диссертацию, а затем в 1988 г. – докторскую диссертацию в МГСУ (МИСИ им. В.В. Куйбышева), а в 1989 г. ему было присвоено ученое звание профессора. Перейдя к научно-педагогической деятельности, с 1977 г. работал старшим преподавателем, доцентом, а с 1981 по 2007 г. – заведующим кафедрой Дагестанского государственного технического университета и одновременно в разные годы возглавлял Дагестанское отделение КТБ НИИЖБ Госстроя СССР, Дагестанский инженерный центр Минводхоза СССР, Дагестанское отделение Российской инженерной академии, ГУНПП "Стройматериалы" Госстроя РД.

Безобжиговые огнеупоры (жаростойкие бетоны), созданные научной школой Б.Д. Тотурбиева, нашли практическое применение в ряде стран (Украина, Казахстан, Белоруссия, Польша, Болгария, Германия и др.) в целях футеровки тепловых агрегатов промышленности строительных материалов, металлургической и нефтехимической промышленности.

Под его научным руководством в ДГТУ создана научно-исследовательская лаборатория "Бесцементные строительные материалы и жаростойкие бетоны". Результаты ее работы легли в основу нового научного направления "Создание бесцементных строительных материалов и жаростойких бетонов различного функционального назначения по наукоемким энергосберегающим, безотходным и экологически чистым технологиям".

Профессор Б.Д. Тотурбиев как ученый и педагог создал свою научную школу для подготовки молодой научной смены. Под его научным руководством подготовлены и защитились более 20 кандидатов и 3 доктора технических наук. Он является автором более 300 научных трудов, в том числе 8 монографий и учебных пособий, около 40 патентов и авторских свидетельств на изобретение. Он был председателем специализированного Совета ТУ К.064.01.04 по защите кандидатских диссертаций Дагестанского политехнического института, членом специализированного совета КМ-212.245.01 Северо-Кавказского государственного технического университета.

В настоящее время на базе "Шамхальского заводов железобетонных изделий и керамзитового гравия" по его разработкам для их внедрения созданы ООО НПО "Шамхальский завод железобетонных изделий" и ЗАО "Опытное научно-производственное предприятие", в котором проводятся научно-исследовательские, проектно-экспериментальные, опытно-конструкторские работы.

За высокие достижения в научно-педагогической деятельности и положительные практические результаты профессор Б.Д. Тотурбиев неоднократно награждался знаками государственного комитета Российской Федерации по народному образованию, двумя серебряными медалями ВДНХ. Ему присуждена Государственная премия в области естественных наук и техники РД и почетные звания "Заслуженный деятель науки Республики Дагестан", "Заслуженный инженер России" и "Заслуженный работник высшей школы Российской Федерации".

Друзья, коллеги и ученики Батырбия Джакаевича сердечно поздравляют его с юбилеем, желают крепкого здоровья и дальнейших творческих успехов.

И.Н. ТИХОНОВ, В.С. ГУМЕНЮК, кандидаты техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

СОВРЕМЕННЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СВАРНЫМ СТЫКОВЫМ СОЕДИНЕНИЯМ ТЕРМОМЕХАНИЧЕСКИ УПРОЧЕННОЙ АРМАТУРЫ КЛАССОВ ПРОЧНОСТИ 400 И 500 Н/мм²

В последнее время в строительстве усиленно рекомендуется стыковка арматурных стержней с помощью специальных механических соединений (опрессованных и резьбовых муфт). Несмотря на необходимость специального оборудования и приспособлений, высокую квалификацию рабочих этот способ соединений стержней широко используется в построечных условиях за рубежом и в последнее время активно внедряется в нашей стране. Как показывает опыт внедрения в отдельных регионах России, из-за ряда объективных причин, главной из которых является сложность контроля качества соединений, в реальных условиях строительства может отмечаться высокий процент брака. До накопления положительного отечественного опыта массового внедрения механические соединения стержней целесообразно использовать для трудносвариваемой арматуры, а также при недостатке аттестованных сварщиков требуемой квалификации.

Несмотря на то, что выполнение сварных соединений арматуры также требует высокой квалификации сварщиков, многолетний опыт сварочных работ, налаженная система контроля качества дает основание считать, что этот вид соединений арматуры, при его умелом использовании, может в ближайшей и более отдаленной перспективе успешно решать задачи по экономичному и высокотехнологичному выполнению арматурных работ на строительных объектах и предприятиях стройиндустрии.

В настоящее время у отечественных проектировщиков и строителей возникают вопросы, связанные с выполнением сварных стыковых соединений арматуры из термомеханически упрочненной стали, применяемой в железобетонных конструкциях без предельного напряжения арматуры. Эти вопросы обусловлены несовершенством существующей нормативной базы – наблюдается разрыв между нормами проектирования железобетонных конструкций СНиП 52-01-2003 [1], СП 52-101-2003 [2], учитывающими применение новых видов и классов ненапрягаемой арматуры (А400С и А500С по СТО АСЧМ7-93 [3]; А500С и В500С по ГОСТ Р 52544-2006 [4], А500СП по ТУ 14-1-5506-2006 [5]; обозначение классов арматуры принято в соответствии с НТД на ее поставку), производство которых сравнительно недавно освоено отечественной промышленностью, и требованиями действующих нормативно-технических документов по сварке арматуры (ГОСТ 14098-91 [6], ГОСТ 10922-90 [7], РТМ 393-94 [8], СНиП 3.03.01-87

[9]), в которых перечисленные новые классы арматуры не отражены.

Для арматуры, применяемой в отечественном строительстве в конце 80-х и в начале 90-х годов прошлого века, требования к конструкции, размерам, способу сварки стыковых соединений приведены в ГОСТ 14098-91 [6], по технологическим особенностям сварки – в РТМ 393-94 [8], по контролю качества и нормируемым значениям прочности сварных соединений – в ГОСТ 10922-90 [7]. В этих документах были суммированы знания по сварным соединениям, полученные из результатов опытов, выполненных с использованием арматуры из известных в то время марок сталей. В этих документах нет требований к сварке арматурного проката класса прочности 500 Н/мм² (класс прочности – установленное техническими условиями нормируемое значение физического σ_m или условного $\sigma_{0,2}$ предела текучести), так как на момент их создания такой прокат массово не выпускался металлургической промышленностью.

Известно, что свариваемость арматуры обеспечивается химическим составом стали и технологией изготовления арматуры и контролируется на соответствие определенным нормируемым техническим требованиям по ГОСТ 10922-90 [7]. То-есть, свариваемость арматурного проката характеризуется двумя параметрами: пригодностью к сварке и надежностью сварного соединения и понимается как способность образовывать сварные соединения, свойства которых близки к свойствам исходного проката. В соответствии с ГОСТ 14098-91 [6] комплексную оценку эксплуатационных качеств сварных соединений арматуры (условно-эксплуатационную свариваемость) определяют как допустимую степень разупрочнения арматуры при сварке для принятых условий ее эксплуатации.

Стремление унифицировать требования отечественных и зарубежных стандартов к свариваемой арматуре привело к созданию и массовому внедрению арматуры классов прочности 400 и 500 Н/мм² с содержанием углерода в стали не более 0,22%, получаемой термомеханическим упрочнением в потоке прокатки [10]. В 1994 г. Ассоциацией Черметстандарт выпущен стандарт СТО АСЧМ 7-93 [3], в котором регламентированы технические требования к вышеуказанным классам арматуры, унифицированные с требованиями международного стандарта ИСО 6935-2 [11]. В это же время был разработан межгосударственный стандарт стран СНГ ГОСТ 10884-94, в ко-

тором определены требования к термомеханически упрочненной арматуре классов от Ат400С и Ат500С до Ат1200 [12].

В СТО АСЧМ7-93 [3] по аналогии с международным стандартом ИСО 6935-2 [11] рекомендуемые марки стали арматуры не указаны, а нормируются химический состав стали по допуску содержанию химических элементов (например, массовая доля углерода $C \leq 0,22\%$) и значение углеродного эквивалента $C_{э\text{кв}} \leq 0,50\%$. Для арматурного проката диаметром более 32 мм допускается увеличение в стали массовой доли углерода до 0,26% и значения $C_{э\text{кв}}$ до 0,55%. Нижняя граница значения $C_{э\text{кв}}$ не регламентируется. Требования по контролю свариваемости арматуры, кроме химанализа стали, СТО АСЧМ7-93 не устанавливает [3].

В ГОСТ 10884-94 [12] для термомеханически упрочненной арматуры разных классов нормируется химический состав стали и приводятся рекомендуемые марки стали (например, для арматуры класса Ат400С – сталь марок Ст3пс и Ст3сп по ГОСТ380-88 [13] с содержанием углерода 0,14-0,22%; для арматуры класса Ат500С – сталь марок Ст5пс и Ст5сп по ГОСТ 380-88 с содержанием углерода 0,28-0,37%), принят новый класс прочности 500 Н/мм² (Ат500С), расширен сортамент, введены нижняя граница углеродного эквивалента (для Ат400С – $C_{э\text{кв}} \geq 0,32\%$; для Ат500С – $C_{э\text{кв}} \geq 0,4\%$) и новое требование по свариваемости. Для свариваемой термомеханически упрочненной арматуры сварные соединения по типу, конструкции и размерам, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 14098-91 [6], должны иметь временное сопротивление разрыву не менее $0,9\sigma_g$, где σ_g – нормируемое значение временного сопротивления разрыву арматуры до сварки.

В РФ производство арматурного проката класса прочности 500 Н/мм² из стали марок Ст5пс и Ст5сп не нашло применения. Поэтому арматуру класса Ат500С по ГОСТ 10884-94 исключили из дальнейшего рассмотрения.

В 2006 г. ОАО "ЗапСибметкомбинат" освоил производство по ТУ 14-1-5526-2006 с изменениями [5] термомеханически упрочненного арматурного проката класса А500СП с эффективным периодическим профилем, обеспечивающим повышенное сцепление с бетоном и экономию стали в железобетонных конструкциях. Технические требования к арматуре класса А500СП, кроме вида и параметров периодического профиля, соответствуют СТО АСЧМ 7-93 [3]. В ОАО "НИЦ "Строительство" в развитие СП 52-101-2003 [2] разработан СТО 36554501-005-2006* [14], который обеспечил возможность эффективного применения арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях и регламентировал требования к сварным соединениям и технологии их производства.

С 2007 г. введен в действие ГОСТ Р 52544-2006 [4], в котором уточнены требования по методике испытаний арматурного проката на свариваемость и

оценке их результатов. В указанном стандарте, в отличие от требований СТО АСЧМ 7-93 [3] и ГОСТ 10884-94 [12], для термомеханически упрочненной арматуры класса А500С установлены нижняя и верхняя граница значений углеродного эквивалента $C_{э\text{кв}}$, введены некоторые конструктивные и технологические особенности сварки, установлены требования к прочности сварных соединений такой арматуры при растяжении. В частности, при контроле свариваемости арматурного проката, согласно обязательного приложения Б ГОСТ Р 52544-2006 [4], ручная дуговая сварка протяженными швами внахлестку (тип С23-Рэ по ГОСТ 14098-91 [6]) выполняется при номинальном диаметре соединяемых стержней, равном 10-25 мм. Это свидетельствует о расширении для стыка типа С23-Рэ диапазона допускаемых диаметров стержней арматуры класса А500С (то же для арматуры класса А400С, которая, согласно СТО АСЧМ7-93, имеет такой же химический состав стали, что и арматура класса А500С) по сравнению с принятым в ГОСТ 14098-91 [6] для термомеханически упрочненной арматуры.

Требования к прочности сварных соединений различаются для термомеханически упрочненной арматуры класса А500С, изготовленной по СТО АСЧМ7-93 и по ГОСТ Р 52544-2006. Так, согласно документам, в которых нормируется прочность стыковых сварных соединений арматуры при растяжении [4, 15], этот показатель должен быть не менее 550 Н/мм² для арматуры, изготовленной по СТО АСЧМ7-93 [3], и не менее 600 Н/мм² для арматурного проката, изготовленного по ГОСТ Р 52544-2006 [4], при пластичном разрушении в области сварного соединения.

Рекомендуемые технологические особенности сварки и требования к конструкции, размерам и способу сварки стыковых соединений для арматуры классов А400С и А500С по СТО АСЧМ7-93 изложены в ТСН 102-00* [15] и класса А500СП в СТО 36554501-005-2006 [14], которые базируются соответственно на положениях СНиП 2.03.01-84* [16], а также СНиП 52-01-2003 [1] и СП 52-101-2003 [2]. Некоторые конструктивные и технологические особенности сварки для арматуры класса А500С приведены в обязательном приложении Б ГОСТ Р 52544-2006 [4].

В ТСН 102-00* [15], по нашему мнению ошибочно, приведен тип сварного соединения С3-Км с отношением диаметров соединяемых стержней 0,85-1,0. Согласно ГОСТ 14098-91, сварные соединения типов С3 и С4, с целью повышения усталостной прочности сварного стыка, выполняются из стержней одинакового диаметра. Сварные соединения с отношением диаметров соединяемых стержней менее 1,0, выполненных контактной стыковой сваркой, относятся к типу С2-Кн [6]. Для железобетонных конструкций, рассчитываемых на выносливость (мосты, покрывные балки и др.), при соответствующем технико-экономическом обосновании, помимо сварного стыка типа С3-Км, по нашему мнению, возможно примене-

Обозначение типа соединения и способа сварки	Класс арматуры	Номинальный диаметр стержней d_H , мм	d_H'/d_H	Длина сварного шва ℓ ; длина накладки (нахлестки) ℓ_H	Положение стержней при сварке	Наименование способа и особенностей сварки
C1-Ко	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	10-40 ¹⁾	1,0	—	Горизонтальное	Контактная стержней одинакового диаметра
C2-Кн	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	10-40 ¹⁾	0,85-1,0	—	Горизонтальное	То же, разного диаметра
C3-Км ²⁾	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	10-32 ³⁾	1,0	—	Горизонтальное	Контактная стержней одинакового диаметра с последующей механической обработкой
C4-Кп ²⁾	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	10-32 ³⁾	1,0	—	Горизонтальное	То же, с предварительной механической обработкой
C14-Мп	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	20-40	0,5-1,0	$\ell = \ell_H \geq 4d_H + \ell_1$	Горизонтальное	Дуговая механизированная порошковой проволокой на стальной скобе-накладке
C15-Рс	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	20-40	0,5-1,0	$\ell = \ell_H \geq 4d_H + \ell_1$	Горизонтальное	Ванно-шовная на стальной скобе-накладке
C17-Мп	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	20-40	0,5-1,0	$\ell = \ell_H \geq 4d_H + \ell_1$	Вертикальное	Дуговая механизированная порошковой проволокой на стальной скобе-накладке
C19-Рм	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	20-40	0,5-1,0	$\ell = \ell_H \geq 4d_H + \ell_1$	Вертикальное	Дуговая ручная многослойными швами на стальной скобе-накладке
C21-Рн	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	10-40	1,0	$\ell \geq (8-9)d_H + \ell_1$ $\ell_H \geq 10d_H + \ell_1$	Любое	Дуговая ручная с накладками из стержней
C23-Рэ	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	10-25	1,0	$\ell \geq (8-9)d_H$ $\ell_H \geq 10d$	Любое	Дуговая ручная швами без дополнительных технологических элементов
C25-Мп	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	20-40	0,5-1,0	$\ell = \ell_H \geq 4d_H + \ell_1$	Горизонтальное	Дуговая механизированная порошковой проволокой в комбинированных несущих и формирующих элементах
C26-Рс	Ат400С; А400С; А500С; А500СП	20-40	0,5-1,0	$\ell = \ell_H \geq 4d_H + \ell_1$	Горизонтальное	Ванная одноэлектродная в комбинированных несущих и формирующих элементах

Примечания: 1 - Настоящие требования распространяются на термомеханически упрочненную арматуру классов Ат400С; А400С, А500С и А500СП, изготавливаемую по СТО АСЧМ 7-93 [3], ГОСТ 10884-94 (кроме Ат500С) [12], ГОСТ Р 52544-2006 [4] и ТУ 14-1-5526-2006 [5]; 2 - Обозначение классов арматуры - по НТД на поставку; обозначение сварных соединений арматуры и конструктивных элементов - по ГОСТ 14098-91 ($\ell_1 \leq 0,5d_H$ - зазор до сварки между торцами стержней); 3 - При $(d_H'/d_H) < 1$ линейные размеры относятся к стержню большего диаметра; 4 - Контактная стыковая сварка стержней диаметром до 32 мм должна осуществляться способом непрерывного оплавления. Предварительный подогрев допускается только при сварке стержней диаметром 32 мм и более обозначено знаком "2"; 5 - Применение сварных стыков арматуры типов С3-Км и С4-Кп обозначено знаком "2" должно быть экономически и технически обосновано; 6 - Технологические особенности сварки стыковых соединений арматуры - в соответствии с РТМ 393-94 [8], ТСН 102-00* [15], ГОСТ Р 52544-2006 [4], СТО 36554501-005-2006 [14]; 7 - Нормируемые значения временного сопротивления сварных соединений термомеханически упрочненной арматуры, отвечающей требованиям СТО АСЧМ7-93 и ГОСТ10884-94: для классов А400С и Ат400С - ≥ 500 Н/мм² и классов А500С и А500СП - ≥ 550 Н/мм²; для арматуры классов А500С и А500СП, отвечающей требованиям ГОСТ Р52544-2006 - ≥ 600 Н/мм².

ние также сварного стыка арматуры типа С4-Кп по ГОСТ 14098-91 [6]. Кроме того, в ТСН 102-00* вызывает сомнение целесообразность применения сварного соединения типа С22-Ру, которое для выполнения требует в 2,5–4 раза больше металла по сравнению со сварным стыком типа С21-Рн [6, 15].

Обобщение сведений, изложенных в ТСН 102-00* [15], в ГОСТ Р 52544-2006 [4] и ГОСТ 14098-91 [6], с учетом некоторых положений СНиП 2.03.01-84* [15] и РТМ 393-94 [8], позволило в табличной форме представить современные требования к конструкции и размерам, способам и технологическим особенностям сварки стыковых соединений термомеханически упрочненной арматуры классов прочности 400 и 500 Н/мм² (соответственно А400С, Ат400С, А500С и А500СП), производимой по действующим в настоящее время отечественным стандартам и техниче-

ским условиям [3, 4, 5, 12]. Приведенные в таблице данные дополняют ГОСТ 14098-91 [6] и предназначены для проектировщиков и строителей, работающих с рассматриваемым арматурным прокатом. Выбор конструкции сварных соединений и способов сварки арматуры производят с учетом условий изготовления и эксплуатации железобетонных конструкций.

Таким образом, на основе анализа отечественных нормативных документов уточнены и изложены в удобной для применения форме требования к конструкции, размерам и технологическим особенностям сварки (по аналогии с ГОСТ 14098-91), а также к пределу прочности при растяжении стыковых сварных соединений термомеханически упрочненной арматуры классов прочности 400 и 500 Н/мм². Учитывая низкое содержание углерода в марках стали, используемых для изготовления рассматри-

ваемой арматуры, исключаящее возможное охрупчивание стыковых соединений при электродуговой сварке внахлест без дополнительных технологических элементов, при соответствующем научно-техническом обосновании и сопровождении, по нашему мнению, возможно увеличение диаметра стыкуемых стержней в соединении типа С23-Рэ.

Библиографический список

1. СНИП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. - М.: ФГУП ЦПП, 2004.
2. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М.: ФГУП ЦПП, 2004.
3. СТО АСЧМ7-93 Прокат арматурный периодического профиля. Технические условия. - Ассоциация "Черметстандарт", 1993.
4. ГОСТ Р 52544-2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. - М.: Стандартинформ, 2006.
5. ТУ 14-1-5526-2006 с изменениями - Прокат арматурный класса А500СП с эффективным периодическим профилем. Технические условия. - М., ФГУП "НИЦ "Строительство", ОАО "Зап-Сибметкомбинат", ФГУП "ЦНИИЧермет им. И.П. Бардина", 2006.

6. ГОСТ 14098-91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры. - М.: Изд. Стандартов, 1992.
7. ГОСТ 10922-90 Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия. - М.: Изд. Стандартов, 1990.
8. РТМ 393-94 Руководящие технологические материалы по сварке и контролю качества соединений арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, 1994.
9. СНИП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции. - М.: ГУП ЦПП, 1998.
10. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. - М.: ООО "Воентехлит", 2000.
11. ISO 6935-2:2007 Steel for the reinforcement of concrete - Part 2: Ribbed bars (предыдущая редакция - ISO 6935-2:1991).
12. ГОСТ 10884-94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия. - Минск: ИПК Изд. Стандартов, 1996.
13. ГОСТ 380-88 Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки. - М.: Изд. Стандартов, 1988.
14. СТО 36554501-005-2006 Применение арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях. - М.: ФГУП "НИЦ" "Строительство", 2008.
15. ТСН 102-00* Территориальные строительные нормы г.Москвы. Железобетонные конструкции с арматурой классов А500С и А400С. - М.: ГУП "НИИМосстрой", 2006.
16. СНИП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: ГУП ЦПП Госстроя России, 1996.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

И.Н. СТАРИШКО, канд. техн. наук (Вологодский государственный ун-т)

ОСОБЕННОСТИ ПРЕДЛАГАЕМОЙ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПРАКТИЧЕСКИМ РЕШЕНИЕМ ЗАДАЧ

Расчет внецентренно сжатых элементов, заложенный в действующих нормативных документах, разработан для двух случаев внецентренного сжатия: случай 1 – случай больших эксцентриситетов (когда $\xi \leq \xi_R$), при которых напряжение в арматуре площадью в предельном состоянии элемента достигает предельных значений, т.е. $\sigma_s = R_s$; случай 2 - случай малых эксцентриситетов (когда $\xi \leq \xi_R$), при которых напряжение в арматуре площадью A_s в предельном состоянии элемента не достигает предельных значений, т.е. $\sigma_s < R_s$.

Совершенствование существующей методики расчета внецентренно сжатых элементов, предлагаемое автором статьи, состоит в том, что в зависимости от величины эксцентриситета продольной силы N , вместо расчетов по двум случаям напряженно-деформированного состояния, как принято в действующих нормативных документах, предлагается методика расчета для четырех случаев, имеющих четкие границы в пределах возникновения возможных напряжений в арматуре с площадью A_s в предельном состоянии элементов, от значений равных R_s до R_{sc} .

По каждому из 4-х случаев подробно разработана методика расчета, которая приводится в статье [1]. При этом первые два случая включают работу внецентренно сжатых элементов, когда арматура площадью A_s в предельном их состоянии работает на растяжение, следующие два случая включают работу элементов, когда арматура площадью A_s в предельном состоянии элементов работает на сжатие.

Пример расчета 1 по определению несущей способности внецентренно сжатого элемента, работающего по случаю 1 приведен в статье [2]. В данной же статье, ниже приводятся примеры расчета внецентренно сжатых элементов работающих по случаю 2 (пример 2) и по случаю 3 (пример 3).

Задачей автора в данной статье было на примерах расчета показать, что с незначительным уменьшением эксцентриситета продольной силы N при переходе напряженно-деформированного состояния от случая 2 (когда арматура с площадью A_s в предельном состоянии элемента растянута) к случаю 3 (когда арматура с площадью A_s в предельном состоянии элемента работает на сжатие) происходит

плавное (не скачкообразное) увеличение высоты сжатой зоны бетона x , а соответственно и увеличение их несущей способности.

Пример № 2 - колонна с симметричной продольной арматурой.

В данном примере рассматривается вариант расчета 1 - случай, когда арматура площадью A_s в предельном состоянии окажется растянутой и напряжение в ней находится в пределах $0 \leq \sigma_s < R_s$ (случай малых эксцентриситетов).

Проверить несущую способность колонны одноэтажного промышленного здания при следующих данных. Высота колонны $H = 4$ м, сечение колонны имеет размеры $b \times h = 40 \times 40$ см. Призменная прочность бетона $R_b = 9$ МПа, $E_b = 2,4 \cdot 10^4$ МПа. Арматура из стали класса А-II (А300), $R_s = R_{sc} = 270$ МПа, $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, площадь поперечного сечения арматуры $A_s = A'_s = 4,36$ см². Расчетные продольные силы и изгибающие моменты от всех нагрузок: $N = 1000$ кН, $M = 60$ кНм; от длительного действия нагрузок: $N_\ell = 1000$ кН, $M_\ell = 0$.

Решение.

Определяем $e_{0N} = \frac{M}{N} = \frac{60}{1000} = 0,06$ м = 6,0 см ,

$e_{0t} = 0$. По табл. 32[3] $\ell_0 = 0,8H = 0,8 \cdot 4,0 = 3,2$ м;

$e_{cl} = \frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,33$ см > 1 см $> \frac{\ell_0}{600} = \frac{320}{600} = 0,53$ см. Принимаем $e_{cl} = 1,33$ см. Так как колонна работает

в составе статически неопределимой системы: $e_0 = e_{0N} = 6,0$ см; $e_{0\ell} = e_{0cl} = 1,33$ см. Радиус ядра сечения $r = 0,289h = 0,289 \cdot 40 = 11,56$ см. При отношении $\frac{\ell_0}{r} = \frac{320}{11,56} = 27,68 > 14$ необходимо будет учитывать влияние прогибов на несущую способность колонны с учетом коэффициента η .

Задаемся значениями $a = a' = 3$ см, тогда

$h_0 = h - a = 40 - 3 = 37$ см. $\alpha = \frac{E_s}{E_g} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 8,75$. Определяем момент инерции бетонного сечения I относительно оси проходящей через его центр тяжести и момент инерции площади сечения арматуры I_s относительно той же оси:

$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213333$ см⁴
 $I_s = (A_s + A'_s)z_s^2 = (4,36 + 4,36) \cdot 17^2 = 2520$ см⁴.

Эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести площади продольной арматуры A_s равен: $e = e_0 + 0,59h - a = 6 + 0,5 \cdot 40 - 3 = 23$ см; $e_t = 1,33 + 0,5 \cdot 40 - 3 = 18,33$ см. Коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии равен:

$\varphi_\ell = 1 + \beta \frac{M_\ell}{M} = 1 + 1,0 \frac{700 \cdot 18,33}{1000 \cdot 23} = 1,56$;

$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{6,0}{40} = 0,15 < \delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 \frac{\ell}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{320}{40} - 0,01 \cdot 9 = 0,33$. Значение условной кри-

тической силы для нахождения η используем формулу (58) [3].

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{\ell_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_\ell} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_\ell} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^6}{320^2} \left[\frac{213333}{1,56} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,33} + 0,1 \right) + 8,75 \cdot 2520 \right] = 10606236 \text{ Н} = 10606 \text{ кН} .$$

Значение коэффициента η , учитывающего влияние прогиба на значение эксцентриситета продольного усилия e_0 , равно:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1000}{10606}} = 1,104 .$$

Так как в данном примере: $0,17h_0 = 0,17 \cdot 37 = 6,29$ см; $e_0 \eta = 6,03 \cdot 1,104 = 6,624$ см; $0,3h_0 = 0,3 \cdot 37 = 11,1$ см и выполняется условие $0,17h_0 < e_0 \eta < 0,3h_0$, то дальнейший расчет внецентренно сжатого элемента следует выполнять по варианту 1 – случай 2 (случай малых эксцентриситетов). При этом арматура площадью A_s в предельном состоянии элемента окажется растянутой и напряжение в ней находится в пределах $0 \leq \sigma_s < R_s$, что в дальнейшем решении примера будет уточняться.

Для дальнейшего расчета по предлагаемой автором методике необходимо определить высоту сжатой зоны бетона x в предельном состоянии элемента, из совместного решения ряда уравнений, отражающих его напряженно-деформированное состояние. При этом ссылки на нумерацию расчетных формул приняты из статьи [1]. Определяем значение параметров (k) , (c) , (d) и (z) , входящих в уравнение равновесия продольных сил и внутренних усилий (12), по формулам (15), (17), (18) и (20):

$$k = \frac{2R_s A_s}{R_b b (1 - \zeta_R)} = \frac{2 \cdot 270 \cdot 4,36}{9 \cdot 40 (1 - 0,64)} = 18,166 \text{ см} ;$$

$$c = \frac{(R_{sc} A'_s + R_s A_s) h_0}{R_b b (h_0 + k)} = \frac{(270 \cdot 3,36 + 270 \cdot 4,36) \cdot 37}{9 \cdot 40 (37 + 18,166)} = 4,386 \text{ см} ;$$

$$d = \frac{k h_0}{h_0 + k} = \frac{18,166 \cdot 37}{37 + 18,166} = 12,184 \text{ см} ;$$

$$z = \frac{h_0}{R_b b (h_0 + k)} = \frac{37}{9(100) \cdot 40(37 + 18,166)} = 0,0000186 \text{ см} / \text{Н} .$$

Определяем значения коэффициентов b_1 и b_2 при неизвестном значении x в кубическом уравнении (23), а так же свободный член кубического уравнения b_3 :

$$b_1 = \left(\frac{h}{2} - a\right) \frac{2}{R_b b z} - N_{cr} z - 2h_0 - d + c =$$

$$\left(\frac{40}{2} - 3\right) \frac{2}{9(100) \cdot 40 \cdot 0,0000186} - 10606236 \cdot$$

$$0,0000186 - 2 \cdot 37 - 12,184 + 4,386 = -228,3 \text{ см};$$

$$b_2 = \left[N_{cr} \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) + 2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \cdot \frac{d-c}{z} - \right.$$

$$\left. - R_b b h_0 (N_{cr} z + d - c) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \right] \frac{2}{R_b b} =$$

$$= \left[10606236 \left(6,0 + \frac{40}{2} - 3 \right) + 2 \left(\frac{40}{2} - 3 \right) \cdot \right.$$

$$\left. \frac{12,184 - 4,386}{0,0000186} - 9(100) \cdot 40 \cdot 37(10606236 \cdot \right.$$

$$\left. 0,0000186 + 12,184 - 4,386) + 270(100) \cdot 4,36 \cdot \right.$$

$$\left. (37 - 3) \right] \frac{2}{9(100) \cdot 40} = -608,79 \text{ см}^2;$$

$$b_3 = \left[N_{cr} (d-c) \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) + \left(\frac{h}{2} - a \right) \cdot \right.$$

$$\left. \frac{(d-c)^2}{z} + R_{sc} A'_s (h_0 - a') (N_{cr} z + d - c) \right] \frac{2}{R_b b} =$$

$$= \left[10606236 (12,184 - 4,386) \left(6,0 + \frac{40}{2} - 3 \right) + \right.$$

$$\left. + \left(\frac{40}{2} - 3 \right) \frac{(12,184 - 4,386)^2}{0,0000186} + 270(100) \cdot \right.$$

$$\left. 4,36(37 - 3)(10606236 \cdot 0,0000186 + 12,184 - \right.$$

$$\left. - 4,386) \right] \frac{2}{9(100) \cdot 40} = 154370 \text{ см}^3.$$

Для определения высоты сжатой зоны бетона x в предельном состоянии элемента воспользуемся кубическим уравнением (24), т.е.: $x^3 + b_1 x^2 + b_2 x + b_3 = 0$. Подставляя значения b_1 , b_2 и b_3 в приведенное кубическое уравнение, получим: $x^3 - 228,3x^2 + 608,79x + 154370 = 0$.

Из решения кубического уравнения высота сжатой зоны бетона в предельном состоянии элемента равна: $x = 29,43$ см.

Так как относительная высота сжатой зоны бетона ξ больше относительной граничной высоты ξ_R т.е.: $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{29,43}{37} = 0,795 > \xi_R = 0,64$ - сечение колон-

ны переармировано и в предельном состоянии элемента напряжение растяжения в арматуре площадью A_s не достигает предельных значений, т.е.: $\sigma_s < R_s$. Определяем, не возникли ли в арматуре площадью A_s а предельном состоянии элемента напряжения сжатия. Для этого определяем относительную высоту сжатой зоны бетона ξ_0 при которой напряжение в арматуре площадью A_s в предельном состоянии элемента равны нулю.

$$\xi_0 = 0,5(1 + \xi_R) = 0,5(1 + 0,64) = 0,82.$$

Так как $\xi = 0,795 < \xi_0 = 0,82$, следовательно, арматура площадью A_s в предельном состоянии элемента действительно работает на растяжение и формулы для определения высоты сжатой зоны бетона применялись правильно.

По формуле (1) определяем напряжение в арматуре площадью A_s в предельном состоянии элемента:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s = \left(2 \frac{1-0,795}{1-0,64} - 1 \right) \cdot$$

$$270 = 37,5 \text{ МПа (растяжение)}.$$

Следовательно, в зависимости от значения полученного напряжения в арматуре площадью A_s так же установлено, что условие для варианта 1 – случай-2 $0 \leq \sigma_s = 37,5 \text{ МПа} < R_s = 270 \text{ МПа}$ выполняется, поэтому дополнительно установлено, что расчетный случай для решения задачи принят правильно.

Определяем несущую способность элемента из уравнения равновесия продольной силы и внутренних усилий в сечении элемента по формуле (12) [1].

$$N_{сеч} = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s = 9,0(100) \cdot 40 \cdot 29,43 +$$

$$270(100) \cdot 4,36 - 37,5(100) \cdot 4,36 = 1160850 \text{ Н} =$$

$$= 1161 \text{ кН}.$$

Для проверки полученного результата, несущую способность элемента можно определить по формуле (22) [1].

$$N_{сеч} = \frac{x+c-d}{z} = \frac{29,43+4,386-12,184}{0,0000186} =$$

$$= 1163010 \text{ Н} = 1163 \text{ кН}.$$

Пример №3 – колонна с симметричной продольной арматурой.

В данном примере рассматривается вариант расчета 2 – случай-3, когда арматура площадью A_s в предельном состоянии элемента окажется сжатой и напряжение в ней находится в пределах $0 \leq \sigma_{sc} < R_{sc}$ (случай малых эксцентриситетов).

По данным примера 2, за исключением изгибающего момента от всех нагрузок, который в данном

примере равен $M = 50$ кНм (вместо $M = 60$ кНм, который приведен в примере 2) необходимо:

1. Определить несущую способность внецентренно сжатой колонны работающей по варианту-2 случай-3 напряженно деформированного состояния, когда арматура площадью A_s в предельном состоянии элемента окажется сжатой.

2. Установить как изменяется несущая способность внецентренно сжатой колонны при незначительном уменьшении эксцентриситета продольной силы N , которое привело к переходу элемента из одного случая напряженно-деформированного предельного состояния (когда арматура площадью A_s растянута – пример 2) к другому случаю предельного состояния (когда арматура площадью A_s сжата – пример 3).

Решение.

Определяем значение эксцентриситета продольной силы N : $e_{0N} = \frac{50}{1000} = 0,05$ м = 5 см ; $\varphi \ell = 0$;

$$e_{cl} = \frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ см} > 1 \text{ см} > \frac{\ell_0}{600} = \frac{320}{600} = 0,533 \text{ см} .$$

Так как колонна работает в составе статически неопределимой системы, $e_0 = e_{0M} = 5$ см, $e_{0l} = e_{0cl} = 1,3$ см. Задаемся значениями $a = a' = 3$ см, $h_0 = 40 - 3 = 37$ см, $n = \frac{E_s}{E_\sigma} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{2,4 \cdot 10^5} = 8,75$.

Аналогично, как в примере 2, определяем значение условной критической силы: $N_{cr} = 10500000$ Н = 10500 кН и значение $\eta = 1,1$. Так как в данном примере $0,09h_0 = 0,09 \cdot 37 = 3,33$ см; $e_0\eta = 5,0 \cdot 1,1 = 5,5$ см; $0,17h_0 = 0,17 \cdot 37 = 6,29$ см и выполняется условие $0,09h_0 < e_0\eta < 0,17h_0$, то дальнейший расчет внецентренно сжатого элемента необходимо выполнять по варианту 2, случай 3 (случай малых эксцентриситетов). При этом арматура площадью A_s в предельном состоянии элемента сжата и напряжение в ней находится в пределах $0 \leq \sigma_{sc} < R_{sc}$, что в дальнейшем решении примера будет уточняться.

Ссылаясь на нумерацию расчетных формул, приведенных в статье [1], из формул (15), (29), (30) и (32) определяем параметры уравнения равновесия продольных сил и внутренних усилий (25):

$$k = \frac{2R_s A_s}{R_b b(1 - \xi_R)} = \frac{2 \cdot 270 \cdot 4,36}{90 \cdot 40(1 - 0,64)} = 18,166 \text{ см} ;$$

$$c' = \frac{(R_{sc} A'_s - R_s A_s) h_0}{R_b b(h_0 - k)} = \frac{(270 \cdot 4,36 - 270 \cdot 4,36) 37}{9 \cdot 40(37 - 18,166)} = 0 \text{ см} ;$$

$$d' = \frac{k h_0}{h_0 - k} = \frac{18,166 \cdot 37}{37 - 18,166} = 35,69 \text{ см} ;$$

$$z' = \frac{h_0}{R_b b(h_0 - k)} = \frac{37}{9(100) \cdot 40(37 - 18,166)} = 0,0000546 \text{ см/Н} .$$

Определяем значения коэффициентов b_1 и b_2 при неизвестном значении x в кубическом уравнении (35), а также свободный член кубического уравнения b_3 :

$$b_1 = \left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{2}{R_b b z'} - N_{cr} z' - 2h_0 + d' + c' = \left(\frac{40}{2} - 3 \right) \frac{2}{9(100) \cdot 40 \cdot 0,0000546} - 10500000 \cdot 0,0000546 - 2 \cdot 37 + 35,69 + 0 = -594,31 \text{ см} ;$$

$$b_2 = \left[N_{cr} \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) - 2 \left(\frac{h}{2} - a \right) \frac{d' + c'}{z'} - R_b b h_0 (N_{cr} z' - d' - c') + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \right] \cdot \frac{2}{R_b b} = \left[10500000 \left(5 + \frac{40}{2} - 3 \right) - 2 \left(\frac{40}{2} - 3 \right) \cdot \frac{35,69 + 0}{0,0000546} - 9(100) \cdot 40 \cdot 37(10500000 \cdot 0,0000546 - 35,69 - 0) + 270(100) \cdot 4,36(37 - 3) \right] \frac{2}{9(100) \cdot 40} = -27962,14 \text{ см}^2 ;$$

$$b_3 = \left[N_{cr} (d' + c') \left(e_0 + \frac{h}{2} - a \right) - \left(\frac{h}{2} - a \right) \cdot \frac{(d' + c')}{z'} - R_{sc} A'_s (h_0 - a') (N_{cr} z' - c' - d') \right] \frac{2}{R_b b} = \left[10500000(35,69 + 0) \left(5 + \frac{40}{2} - 3 \right) - \left(\frac{40}{2} - 3 \right) \frac{(35 + 0)^2}{0,0000546} - 270(100) \cdot 4,36(37 - 3)(10500000 \cdot 0,0000546 - 0 - 35,69) \right] \frac{2}{9(100) \cdot 40} = 316445 \text{ см}^3 .$$

Для определения высоты сжатой зоны бетона x в предельном состоянии элемента воспользуемся кубическим уравнением (36):

$$x^3 + b_1 x^2 - b_2 x - b_3 = 0 .$$

В приведенное кубическое уравнение подставляя значения b_1 , b_2 и b_3 получим:

$$x^3 - 594,31x^2 + 27962,14x - 316445,5 = 0.$$

Из решения кубического уравнения высота сжатой зоны бетона в предельном состоянии элемента равна: $x = 32,353$ см. Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{32,353}{37} = 0,8744 > \xi_R = 0,64$ – следовательно, сечение колонны переармировано. Относительная высота сжатой зоны бетона, при которой напряжение в арматуре площадью A_s равно нулю из формулы (2), равна:

$$\xi_0 = 0,5(1 + \xi_R) = 0,5(1 + 0,64) = 0,82.$$

Так как выполняется условие:

$\xi = 0,82 < \xi = 0,8744 < 1,0$ – арматура площадью A_s в предельном состоянии внецентренно сжатой колонны действительно оказалась сжатой, то есть вариант расчета 2 – случай-3 напряженно-деформированного состояния принят изначально в данном примере расчета правильно.

Определяем напряжение в продольной арматуре в предельном состоянии элемента:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s = \left(2 \frac{1-0,8744}{1-0,64} - 1 \right) \cdot 270 = -81,6 \text{ МПа (сжатие)}.$$

Условие принятого в расчетах варианта 2 – случай 3, когда $0 \leq \sigma_{sc} = 81,6 \text{ МПа} < R_{sc} = 270 \text{ МПа}$, так же выполняется.

По формуле (34) [1] определяем несущую способность внецентренно сжатой колонны:

$$N_{сеч} = \frac{x+c'+d'}{z'} = \frac{32,353+0+35,69}{0,000546} = 1246209 \text{ Н} = 1246 \text{ кН}.$$

Для проверки достоверности полученных результатов при определении высоты сжатой зоны бетона x и несущей способности колонны $N_{сеч}$ путем совместного решения ряда уравнений несущую способность дополнительно определяем из уравнения равновесия продольных сил и внутренних усилий (25), когда арматура площадью A_s в предельном состоянии элемента оказалась сжатой.

$$N_{сеч} = R_b b x + R_{sc} A_s - \sigma_{sc} A_s = 9(100) \cdot 40 \cdot 32,353 + 270(100) \cdot 4,36 + 81,6(100) \cdot 4,36 = 1246850 \text{ Н} = 1246 \text{ кН}.$$

С учетом полученной по предлагаемой методике расчета несущей способности элемента значение коэффициента η равно:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1246}{10500}} = 1,135,$$

что несколько отличается от ранее полученного значения η , равного 1,1.

Величина эксцентриситета e продольной силы N относительно центра тяжести арматуры площадью A_s соответственно равна:

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a = 5 \cdot 135 + 0,5 \cdot 40 - 3 = 22,67 \text{ см}$$

При этом, если определить несущую способность колонны по величине нагрузки третий раз, через момент, воспринимаемый сечением, то она равна:

$$\begin{aligned} N_{сеч} &= \frac{M_{сеч}}{e} = \\ &= \frac{R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a')}{e} = \\ &= \frac{9 \cdot (100) \cdot 40 \cdot 32,353(37 - 0,5 \cdot 32,353)}{22,67} + \\ &+ \frac{270(100) \cdot 4,36(37 - 3)}{22,67} = 1246395 \text{ Н} = \\ &= 1246 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Таким образом, значения несущей способности по величине нагрузки, полученные из решения уравнений (25), (34) или (7) [1], имеют одинаковый результат $N_{сеч} = 1246 \text{ кН}$, что подтверждает надежность предлагаемой методики расчета.

Выводы

1. На основании теоретических исследований [1] и решения примеров 2 и 3, приведенных в данной статье, видно, что при уменьшении эксцентриситета продольной силы N в предельном состоянии внецентренно сжатых элементов высота сжатой зоны бетона x возрастает, напряжение в арматуре площадью A_s плавно (не скачкообразно) переходит из состояния растяжения в состояние сжатия, несущая способность элементов также повышается.

2. Из приведенных примеров расчета также видно, что изложенная в [1] методика расчета, разработанная для 4-х случаев напряженно-деформированного предельного состояния внецентренно сжатых элементов, более полно раскрывает причины и вид разрушения в зависимости от значений эксцентриситета продольных сил по сравнению с методикой расчета, заложенной в действующих нормативных документах, где высота сжатой зоны бетона определяется из уравнения равновесия продольных сил и внутренних усилий без учета влияния изгибающих моментов и некоторых других факторов. Опыты показывают, что во внецентренно сжатых элементах, когда напряжения растяжения в арматуре площадью A_s достигают предельных значений равных R_s или близкие к предельным, разрушение происходит при наличии трещин в растянутой зоне бетона и выпучивании продольной арматуры площадью A_s со сторо-



Характер разрушения внецентренно сжатой колонны по случаю 1, а также по случаю 2, когда напряжение растяжения в арматуре площадью A_s близки к предельным значениям

ны сжатой зоны бетона (см. рисунок). Если же в предельном состоянии элемента арматура площадью A_s окажется сжатой, разрушение происходит при отсутствии растянутой зоны бетона, если не считать, что продольные сжимающие нагрузки, кроме продольных сжимающих напряжений, вызывают и поперечные растягивающие напряжения.

Библиографический список

1. **Старишко И.Н.** Пути повышения надежности результатов расчета внецентренно сжатых элементов// Бетон и железобетон. - 2012. - № 2. - с. 15-18.
2. **Старишко И.Н.** Варианты и случаи предлагаемые для расчетов внецентренно сжатых элементов//Бетон и железобетон. - 2012. - № 3.
3. **СНиП 2.03.01-84***. Бетонные и железобетонные конструкции. - М., 2002.
4. **Примеры расчета железобетонных конструкций** / под ред. М.С. Торяника. - М.: Стройиздат, 1979. - 240 с.
5. **Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры** (к СП 52-101-2003) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. - М.: ЦНИИПромзданий, 2005. - 214 с.

БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В.С. УТКИН, д-р техн. наук, проф., О.В. ЯРЫГИНА, аспирант (Вологодский государственный технический ун-т)

РАСЧЕТ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ ПО КРИТЕРИЮ ПРОЧНОСТИ НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

В соответствии с законом Российской Федерации №384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений", вступивший в силу с 1 июля 2010 г., строительные конструкции, в том числе колонны, должны обеспечивать безопасность эксплуатации на всех стадиях их жизненного цикла, что должно быть подтверждено расчетом по различным критериям работоспособности. Одной из мер безопасности зданий и сооружений принята надежность, т.е., в соответствии со стандартом ГОСТ Р 54257-2010 "Надежность строительных конструкций и оснований", вступившим в силу с 1 сентября 2011 г., способность выполнять заданные функции (требования) в течение расчетного срока эксплуатации. Расчет надежности по данному стандарту рекомендуется проводить вероятностно-статистическими методами. Однако как на стадии проектирования, так и на стадии эксплуатации нередко полной статистической информации о параметрах в математических моделях предельных состояний недостаточно для использования в расчетах надежности методами, рекомендованными стандартом ГОСТ Р 54257-2010 и другими нормативными документами. В связи с этим при неполной информации о параметрах расчетных моделей предлагаются но-

вые подходы к расчетам надежности конструкций. Проблема разработки новых методик расчета надежности несущих элементов особенно возрастает при ограниченном времени на выявление информации о параметрах расчетных моделей, например, после пожаров, стихийных бедствий т.д.

В предлагаемой статье рассматривается новая методика расчета надежности железобетонных колонн по критерию прочности при случайных эксцентриситетах продольной силы на стадии эксплуатации.

Математическая модель предельного состояния по критерию прочности для прямоугольных внецентренно сжатых элементов при эксцентриситете продольной силы $e_0 = h/30$ и гибкости $l_0/h \leq 20$ по СП52-101-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры" имеет вид

$$N \leq N_{ult} = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}), \quad (1)$$

где N - продольное усилие, действующее на колонну; N_{ult} - предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент не разрушаясь; $A_{s,tot}$ - площадь поперечного сечения всей продольной арматуры в колонне; A - площадь поперечного сечения колонны; φ - коэффициент, учитывающий гибкость эле-

мента и принимаемый по СП 52-101-2003; R_b и R_{sc} - соответственно, расчетные сопротивления сжатию бетона и арматуры.

В формуле (1) напряжения не могут достигнуть своих значений R_b и R_{sc} одновременно. Как правило, раньше достигаются напряжения равные R_b . При дальнейшем росте нагрузки может произойти разрушение бетона, а напряжения в арматуре будут меньше, чем R_{sc} . Следовательно, по формуле (1) завышается несущая способность колонны, но это учитывается в расчетах коэффициентом надежности. В расчетах на безопасность колонны, т.е. при оценке ее надежности, математическая модель предельного состояния получается из (1) с заменой расчетных сопротивлений их пределами прочности (бетон) и текучести (арматура), расчетная модель с учетом изменчивости параметров примет вид:

$$\tilde{N} \leq \phi(\tilde{\sigma}_b A + \tilde{\sigma}_T A_{s,tot}). \quad (2)$$

Проблема того, что в арматуре напряжение $\tilde{\sigma}_s$ будет меньше σ_T , усиливается, а самое главное приводит к завышению фактической надежности, чего в расчетах надежности допускать нельзя. Арматурный каркас создает более сложное напряженное состояние бетона и соответственно повышение его прочности, что нельзя оценить вторым членом правой части формулы (2) в условиях эксплуатации колонны.

В связи с отмеченным в запас надежности влиянием арматуры будем пренебрегать. Тогда формула (2) запишется в виде

$$\tilde{N} \leq \phi \tilde{\sigma}_b A. \quad (3)$$

В зависимости от объема и точности информации о нагрузке \tilde{N} в (3) (в дальнейшем обозначаемую X), ее можно описывать разными методами математической статистики. Рассмотрим вариант, когда о нагрузке \tilde{N} , действующей на колонну, известны только два крайних значения N_{\min} и N_{\max} . Наименьшее значение $N_{\min} = X_{\min}$ - нагрузка от собственного веса и веса конструкций, опирающихся на колонну. Наибольшее значение $N_{\max} = X_{\max}$ находится по наименьшему значению из двух усилий, определяемых методом разрушающих усилий [5] в колонне и в конструкциях, опирающихся на колонну.

Для описания случайной величины, о которой известны только два крайних значения (N_{\min} и N_{\max}), на практике используется равномерное распределение со средним значением равным $\bar{N} = \bar{X} = \frac{X_{\max} + X_{\min}}{2}$.

Более осторожный подход рекомендуется В.В. Болотиним, по которому в качестве среднего принимается наибольшее значение.

В первом случае, при использовании описания всех параметров равномерным распределением, надежность оценивается однозначно, что вызывает сомнения. А во втором случае надежность существ-

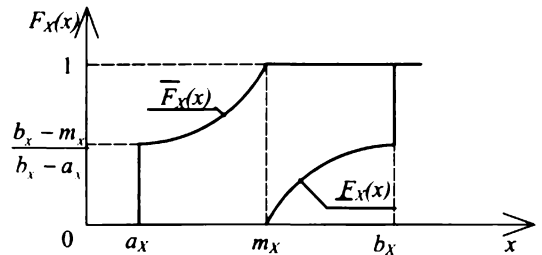
венно занижается, что приводит к повышению экономической составляющей. В связи с этим нами для описания случайной величины (нагрузки \tilde{N}) используется усеченный интервальный закон распределения, который содержит нижнюю $F_X(x)$ и верхнюю $\bar{F}_X(x)$ функции границ для описания $\tilde{N} = X$. По [1] имеем

$$F_X(x) = \begin{cases} 0, & x < m_X, \\ \frac{x - m_X}{b_X - a_X}, & m_X \leq x < b_X, \text{ и} \\ 1, & x \geq b_X, \end{cases}$$

$$\bar{F}_X(x) = \begin{cases} 0, & x < a_X, \\ \frac{b_X - m_X}{b_X - x}, & a_X \leq x < m_X, \\ 1, & x \geq m_X. \end{cases} \quad (4)$$

где $a_X = N_{\min} = X_{\min}$ - наименьшее значение случайной величины X ; $b_X = X_{\max} = N_{\max}$ - наибольшее значение случайной величины X ; $m_X = \bar{X}$ - статистическое математическое ожидание.

Графики нижней $F_X(x)$ и верхней $\bar{F}_X(x)$ функций границ распределения показаны на рисунке.



Граничные функции распределения $\bar{F}_X(x)$ и $F_X(x)$ случайной величины X

За время эксплуатации σ_b может уменьшаться и не соответствовать тому или иному классу бетона по СП 52-101-2003, приходится на стадии эксплуатации определять его по результатам испытаний бетона [3, 4]. По [2] $\tilde{\sigma}_b$ рекомендуется описывать нормальным законом распределения. Обозначим $\phi \tilde{\sigma}_b A = Y$ и будем описывать Y нормальным законом распределения вида:

$$F_Y(y) = \int_0^{\infty} \frac{1}{S_Y \sqrt{2\pi}} \cdot \frac{1}{S_Y} e^{-\frac{(y-m_y)^2}{2S_Y^2}} dy, \quad (5)$$

где m_y - математическое ожидание и S_Y - среднее квадратическое отклонение для $y > 0$.

Функция плотности распределения $\rho_Y(y)$, как производная от $F_Y(y)$ по аргументу y будет:

$$\rho_Y(y) = \frac{1}{S_Y \sqrt{2\pi}} \cdot \frac{1}{S_Y} e^{-\frac{(y-m_y)^2}{2S_Y^2}} \quad (6)$$

Условие безотказной работы колонны по критерию прочности запишется в виде:

$$X < Y \quad (7)$$

Из классической теории надежности [4] известно, что вероятность безотказной работы для стохастически независимых случайных величин x_i определяется по формуле:

$$P = \int_S \prod_{i=1}^n \rho_i(x_i) dx_i, \quad (8)$$

где S - область безотказной работы; n - число случайных величин; $\rho_i(x_i)$ - функция плотности распределения случайной величины x_i .

Применительно к поставленной задаче (7) выражение (8) можно представить в виде двух формул для граничных значений от отказа:

$$\underline{P} = \int_S \rho_Y(y) \underline{F}_X(y) dy, \quad \bar{P} = \int_S \rho_Y(y) \bar{F}_Y(y) dy. \quad (9)$$

Расчетные формулы для значений вероятностей безотказной работы железобетонной колонны по критерию прочности по (9) с учетом (4) и (6) примут вид:

$$\begin{aligned} \underline{P} &= \int_{m_x}^{b_x} \frac{1}{S_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(y-m_Y)^2}{2S_Y^2} \right] \frac{y-m_X}{y-a_X} dy + \\ &+ \int_{b_x}^{\infty} \frac{1}{S_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(y-m_Y)^2}{2S_Y^2} \right] dy, \\ \bar{P} &= \int_{a_x}^{m_x} \frac{1}{S_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(y-m_Y)^2}{2S_Y^2} \right] \frac{b_X-m_X}{b_X-y} dy + \\ &+ \int_{m_x}^{\infty} \frac{1}{S_Y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{(y-m_Y)^2}{2S_Y^2} \right] dy. \end{aligned} \quad (10)$$

Пример. Пусть для железобетонной колонны известны: $m_x = 1600$ кН, $a_x = 1000$ кН, $b_x = 2200$ кН, $m_Y = 2300$ кН, $S_Y = 200$ кН.

Значения вероятностей отказа P и \bar{P} колонны по критерию прочности для заданных исходных данных по формулам (10) равны $P = 0,825$, $\bar{P} = 0,999$.

Истинное значение надежности находится внутри интервала $[0,825; 0,999]$.

Выводы:

1. Предложена новая методика расчета надежности железобетонной колонны по критерию прочности на стадии эксплуатации с использованием усеченных интервальных функций распределения вероятностей.

2. Предложенная методика расчета надежности железобетонной колонны может быть использована для расчета надежности других несущих железобетонных элементов и для других критериев надежности.

Библиографический список

1. Ferson S., Ginzburg L., Akcakaya R. Whereof one cannot speak: when input distributions are unknown. To appear in Risk Analysis 1996.
2. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций / Г. Шпете; пер. с нем. О. О. Андреева. - М.: Стройиздат, 1994. - 288 с.
3. Бедов А.И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий / А.И. Бедов, В.Ф. Сапрыкин. - М.: Изд-во АСВ, 1995. - 192 с.
4. Землянский А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений / А.А. Землянский: учебное пособие. - М.: Изд-во АСВ, 2001. - 240 с.
5. Байков В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. - 2-е изд., доп. и перераб. - М.: Стройиздат, 1977. - 783 с.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

Л.М. ДОБШИЦ, д-р техн. наук, проф. (МИИТ); И.И. МАГОМЕДЭМИНОВ, канд. техн. наук, доц. (МарГТУ, г. Йошкар-Ола)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОРОЗОСТОЙКОСТИ КРУПНОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ ДЛЯ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ

Одной из причин, ограничивающих использование многих, в том числе местных материалов в бетонах, является их низкая морозостойкость, которая оценивается методом замораживания и оттаивания проб зерен материала. Однако такие заполнители, находясь внутри бетона, в определённой степени защищены от морозной деструкции цементно-песчаным раствором. В связи с этим, создав морозостойкую структуру цементно-песчаного раствора, можно получить высокоморозостойкие бетоны на заполнителях, традици-

онно считавшихся неморозостойкими и запрещёнными к применению для изготовления таких бетонов.

Для изучения этого вопроса нами были исследованы карбонатные заполнители, которые, согласно требованиям действующих норм, имеют низкую морозостойкость, и их нельзя использовать для производства морозостойких бетонов, имеющих марку по морозостойкости более 25 ($F > 25$).

Исследования проводились на бетонах состава Ц:П:Щ = 1:2,03:3,03, при водоцементном отношении

(В/Ц), равном 0,37, расходе цемента (Ц), равном 356 кг на 1м³ бетона, имеющих удобоукладываемость 5...6 см осадки стандартного конуса (О.К.).

С целью проверки качества растворной составляющей бетонов были изготовлены растворные образцы, которые также подвергались испытанию на морозостойкость. Состав растворной составляющей: Ц:П = 1:2,03; В/Ц = 0,37, Ц = 630 кг/м³, О.К. = 6,8 см. В опытах применялись образцы-кубы с ребром 10 см и призмы размером 10×10×30 см. Бетоны готовили на однофракционных заполнителях крупностью 20...30 мм. Для обеспечения морозостойкости растворной составляющей применялась комплексная добавка СНВ (0,05%) + СДБ(0,2%). Образцы после изготовления хранились в течении двух суток в формах, покрытых влажной мешковиной, в камере нормального твердения, а затем 26 сут – в воде с температурой 20°C.

Параллельно с испытаниями методом непосредственного замораживания и оттаивания оценивалась возможность использования параметров системы условно замкнутых пор бетонов и раствора, предлагаемых в ряде работ [1, 2, 3]. Результаты определения этих параметров: A – суммарный объём условно замкнутых пор в единице объёма бетона в %; n – относительное количество условно замкнутых пор, мм¹; α – удельная поверхность условно замкнутых пор, мм²; L – расстояние между условно замкнутыми порами, мм; а также деформации образцов (в %) – ε_n и ε_p , замеренные при первом цикле их замораживания (приведены в табл. 1)

Таблица 1

Исследуемый образец	Параметры структуры и деформации образцов					
	A , %	n , мм ¹	α , мм ²	L , мм	ε_n , %	ε_p , %
Бетон на доломитовом щебне	6,12	0,27	17,8	0,23	-0,108	-0,051
Бетон на известняковом щебне	6,37	0,28	16,4	0,25	-0,061	-0,018
Растворная составляющая бетонов	9,41	0,27	18,6	0,24	-0,120	-0,062

По результатам одноразового замораживания образцов установлено, что образцы из раствора и бетона на доломитовом щебне могут выдержать 150 циклов замораживания и оттаивания, а морозостойкость образцов из бетона на известняковом щебне не более 50...60 циклов. Однако оценка образцов по величине вышеприведённых параметров даёт совершенно противоположные результаты.

Так, согласно параметрам L (для всех образцов он меньше 0,30 мм), α (для всех образцов он составляет 16,4...18,6) и n (для всех образцов он равен 0,27...0,28), образцы бетона и раствора должны обладать примерно равной и высокой морозостойкостью – более 100 циклов замораживания при $t = -50^\circ\text{C}$. При этом отличие имеется только в параметре A , по которому бетоны на доломитовом и изве-

стяжковом щебне должны иметь примерно равную морозостойкость; а морозостойкость образцов, приготавливаемых только из раствора, должна быть выше их значений примерно в 1,5 раза.

Таким образом, установлена неприемлемость оценки морозостойкости бетонов по параметрам, рекомендованным в ряде публикаций [1, 2, 3]. Это связано с тем, что оценка морозостойкости по этим параметрам основана на работах Т. Пауэрса и его последователей [1, 2], в которых используются законы и формулы ламинарного движения жидкости в бетонах при их замораживании. В действительности, движение жидкости в бетонах при их замораживании является турбулентным, так как оно возникает при превышении некоторого значения давления воды в порах бетона и сразу замедляется или прекращается при падении давления, наступающего сразу после начала движения жидкости под действием этого давления. В связи с этим все зависимости и параметры, основанные на этой теории, а также так называемый "эффективный радиус Пауэрса" неприменимы для оценки структуры бетонов с точки зрения её морозостойкости.

Приемлемые по точности результаты по ускоренному определению морозостойкости бетонов с помощью критерия морозостойкости $K_{мрз}$, определяемого по параметрам его структуры, дают методы, изложенные в работах [4, 5, 6], в которых отличие результатов, полученных этими методами, от данных, полученных путём непосредственного замораживания и оттаивания, не превышает 15%.

Для проверки предварительных прогнозов морозостойкости образцов из раствора и бетонов на доломитовом и известняковом щебне были проведены эксперименты по их непосредственному замораживанию и оттаиванию. Испытания проводились при температуре минус 50°C с применением жесткого режима: образцы с температурой минус 50°C выгружались из холодной камеры и сразу помещались в воду с температурой плюс 18...20°C. В ходе испытаний контролировались следующие параметры образцов: прочность при сжатии, остаточные деформации и скорость прохождения ультразвука. Результаты этих испытаний приведены на рис. 1. и в табл. 2.

Таблица 2

Изменение прочности образцов раствора и бетонов в процессе испытания на морозостойкость

Исследуемый образец	Прочность при сжатии в МПа до испытания на морозостойкость	Относительное изменение прочности при сжатии, %, после числа циклов				
		25	50	75	110	170
Бетон на доломитовом щебне	44,0	+2,8	+3,7	+6,8	+7,1	-9,7
Бетон на известняковом щебне	43,8	-8,1	-14,0	-21,7	-24,8	-
Растворная составляющая бетонов	45,8	+6,8	+12,0	-	+24,5	-2,0

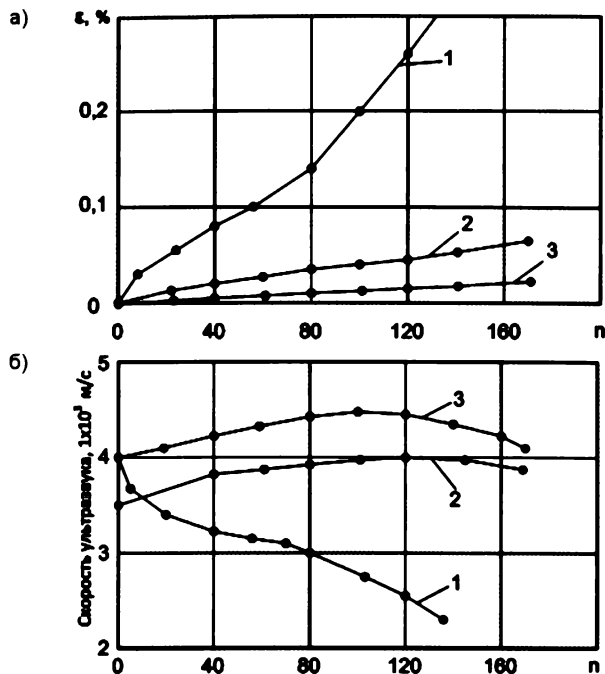


Рис. 1. Остаточные деформации образцов (а) и скорость прохождения ультразвука в них (б) в зависимости от количества циклов замораживания и оттаивания n

1 и 2 - образцы бетона на известняковом и доломитовом щебне, соответственно; 3 - образцы из растворной составляющей бетонов

Они свидетельствуют о высокой морозостойкости растворных и бетонных образцов на доломитовом щебне. До 110 циклов замораживания и оттаивания эти образцы не только не снизили свою прочность, а наоборот, в процессе испытания прочность все время возрастала (см. табл. 2.). После 170 циклов прочность их снизилась незначительно – соответственно на 2,0 и 9,7% по сравнению с прочностью образцов 28-суточного возраста.

Бетон на известняковом щебне показал морозостойкость, которую по данным табл. 2 можно оценить 50 циклами замораживания и оттаивания при температуре минус 50°C (это соответствует марке по морозостойкости по основному методу F300), т.е. более чем в три раза меньшую, чем морозостойкость растворных и бетонных образцов на доломитовом щебне.

Характер изменения прочности образцов хорошо согласуется с данными ультразвуковых испытаний (см. рис. 1.), из которых видно, что в растворных и бетонных образцах на доломитовом щебне в ходе испытаний на морозостойкость до 120 циклов замораживания-оттаивания скорость прохождения ультразвука монотонно возрастала, т.е. преобладали конструктивные процессы. При этом скорость прохождения ультразвука после 170 циклов испытаний была выше, чем до начала испытаний. В образцах на известняковом щебне скорость ультразвука резко падала, что свидетельствует о протекании деструктивных процессов в бетоне.

Таким образом, испытание карбонатных заполнителей непосредственно в бетоне позволило уста-

новить возможность использования доломитового щебня, имеющего, согласно действующим нормам, низкую морозостойкость, для получения высокоморозостойких бетонов.

Установлена также хорошая корреляция между данными ультразвуковых испытаний и остаточными деформациями образцов (см. рис. 1.). Это позволяет при проведении аналогичных исследований и получении положительных результатов значительно расширить сырьевую базу заполнителей для изготовления высокоморозостойких бетонов.

Второй особенностью выполненных исследований является оценка морозостойкости заполнителей на основе изменения их твердости и твердости растворной части бетонов в процессе прохождения циклов попеременного замораживания и оттаивания. Исследуемые заполнители испытывались в бетоне по методике, описанной в [7].

В процессе испытаний определялась также твердость растворной составляющей бетонов и зерен заполнителей, обнаженных на поверхности бетонных образцов (зерна, имевшие непосредственный контакт с водой в период оттаивания образцов). Кроме этого, в опытах определялась твердость зерен, находящихся в теле бетона. Для этого образцы-кубы после 25 и 50 циклов замораживания и оттаивания разрезали алмазной дисковой пилой пополам, и на полученных срезах определяли твердость зерен.

Результаты определения твердости заполнителей и растворной составляющей приведены в табл. 3. Из нее видно, что твердость зерен известняка монотонно уменьшается, а у доломитового щебня снижение этого показателя отмечено лишь после 110 циклов замораживания и оттаивания. При этом после указанного числа циклов твердость зерен известняка и доломита снизилась соответственно на 37,6 и 18,6 %.

При определении морозостойкости бетона на известняковом щебне установлено, что твердость зерен известняка и растворной составляющей, а также прочность при сжатии бетонных образцов все время уменьшаются с увеличением числа циклов замораживания и оттаивания. Это говорит о том, что разрушение бетона обусловлено главным образом разрушением зерен заполнителя. Действительно, внешний осмотр образцов, производившийся через каждые 5...10 циклов замораживания и оттаивания, позволил выявить следующее. Образцы бетона на известняковом щебне после 60...65 циклов испытания на морозостойкость покрывались сеткой трещин, видимых невооруженным глазом. Причем трещины проходили как по зернам заполнителя (хорошо было видно на образцах с обнаженным заполнителем), так и по растворной части (рис. 2).

Ширина раскрытия отдельных трещин после 100 циклов составляла 0,2...0,3 мм. Все образцы бетона на известняковом щебне имели локальные разрушения на поверхности (выколы на ребрах и гранях), обусловленные наличием в этих местах неморозостойких зерен. При этом снижение твердости известня-

Изменение твердости заполнителей и растворной составляющей бетонов в процессе испытания на морозостойкость

Условия нахождения зерен крупного заполнителя в образцах бетона	Твердость по Бринеллю (НВ) в МПа, до испытания на морозостойкость	Относительное изменение твердости, % после числа циклов			
		25	50	75	110
Образцы бетона на доломитовом щебне					
зерна, имевшие непосредственный контакт с водой	412	0	0	0	-18,6
зерна, находившиеся в теле бетона	412	0	0	-	-
растворная составляющая	298	+3,5	+4,0	+6,0	+5,1
Образцы бетона на известняковом щебне					
зерна, имевшие непосредственный контакт с водой	398	-8,9	-16,5	-28,9	-37,6
зерна, находившиеся в теле бетона	398	-9,6	-16,0	-	-
растворная составляющая	293	-8,2	-14,7	-22,1	-32,1
Образцы из растворной составляющей бетонов					
растворная составляющая	288	-	+13,6	-	+23,5

Примечание: твердость заполнителя и растворной составляющей бетонов определяли при нагрузке $P = 1875$ Н шариком диаметром $D = 10$ мм; время выдержки под нагрузкой равно 10 с.

ковых заполнителей происходило уже после 25 циклов замораживания-оттаивания, что позволяет ускоренным методом прогнозировать недостаточную морозостойкость заполнителя уже на ранней стадии испытаний, после прохождения небольшого числа циклов. В то же время растворные образцы, а также образцы бетона на доломитовом щебне прекрасно сохранили свой первоначальный вид вплоть до 170 циклов замораживания и оттаивания.

Таким образом, оценка морозостойкости крупного заполнителя в бетоне по результатам нахождения его твердости коррелирует с результатами определения морозостойкости методом непосредственного замораживания и оттаивания и методом, основанном на скорости прохождения ультразвука. Аналогичные результаты получены при проведении испытаний на других заполнителях. На основе выполненных исследований разработана методика ускоренного определения морозостойкости заполнителей в бетоне [8]. Она может быть использована для оценки морозостойкости разных видов крупных заполнителей в бетонах.

Полученные результаты свидетельствуют о возможности использования неморозостойких заполнителей для изготовления высокоморозостойких бетонов. В связи с этим оценка возможности использования неморозостойких заполнителей для изготовления высокоморозостойких бетонов по результатам определения морозостойкости заполнителя методом замораживания и оттаивания проб зерен не должны являться окончательными. Они должны быть дополнены или заменены определением морозостойкости заполнителей в бетоне. Одним из таких способов может быть

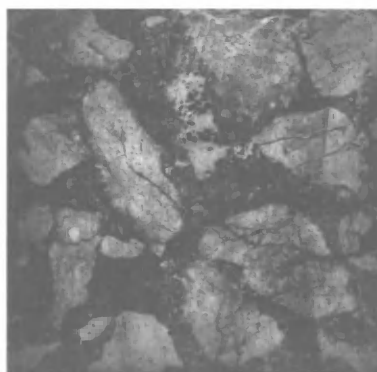


Рис. 2. Характер разрушения бетона, приготовленного на известняковом щебне

метод, изложенный выше [7, 8]. В связи с этим нам представляется целесообразным внесение соответствующих изменений в ГОСТ на обычный и мелкозернистый бетоны, которые сейчас пересматриваются.

На основании выполненных исследований можно сделать следующие основные выводы:

1. Установлена неприемлемость оценки морозостойкости бетонов по параметрам A , n , α и L , рекомендованным в [1, 2, 3].

2. Разработана методика ускоренного определения возможности использования неморозостойких заполнителей для изготовления высокоморозостойких бетонов на основе кинетики изменения твердости заполнителей и растворной части бетонов [7].

3. Предлагаемая методика позволяет выявить по отдельности влияние крупного заполнителя и растворной составляющей бетона в процессе замораживания и оттаивания бетона и тем самым установить причины его разрушения в условиях совместного воздействия воды и мороза.

4. Оценка возможности использования неморозостойких заполнителей для изготовления высокоморозостойких бетонов по результатам определения морозостойкости заполнителя методом замораживания и оттаивания проб зерен не должны являться окончательными. Они должны быть дополнены или заменены определением морозостойкости заполнителей в бетоне с внесением соответствующих изменений в ГОСТ на обычный и мелкозернистый бетоны.

5. Установлена возможность использования доломитового щебня (имеющего, согласно действующим нормам, низкую морозостойкость) для получения высокоморозостойких бетонов. Это позволяет при проведении аналогичных исследований и получении положительных результатов значительно расширить сырьевую базу заполнителей для изготовления высокоморозостойких бетонов.

Библиографический список

1. Пауэрс Т.С. Физические свойства цементного теста и камня / Материалы 1У Межд. конгресса по химии цемента. - М.: Стройиздат, 1964. - С. 75...87.
2. Кунцевич О.В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений крайнего севера. - Л.: Стройиздат, 1983. - 132 с.
3. Иванов Ф.М., Бакланов А.С., Моисеев В.В. Влияние условий твердения и добавок воздухововлекающих веществ на морозостойкость бетона // Гидротехническое строительство. - 1963. - № 3. - С.15...17.

4. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. - Л.: Стройиздат, 1989. - 128с.
5. Добшиц Л.М. Основы получения долговечных бетонов / Строительное материаловедение. Теория и практика/ Сб. трудов Всероссийской научно-практ. конференции. - М.: Изд-во СИП РИА, 2006. - С. 39-45.
6. Dobshits L.M. The ways of rising cement concrete durability in bridge construction /in: Reliability, Safety and Diagnostics of Transport

- Structures and Means 2008/ Proceedings of the 3rd Int. Conference, 1st edition, Addendum: Univ. of Pardubice, Czech Republic, 2008, P. 433-438.
7. Магомедзминов И.И. Оценка морозостойкости крупного заполнителя тяжелых бетонов / Автореф. дисс. на соиск. уч. ст. канд. техн. наук. - Л.:ЛИИЖТ, 1981. - 24 с.
8. Магомедзминов И.И., Добшиц Л.М. Способ определения морозостойкости крупного заполнителя / Патент РФ 2426117. - Б.И., № 22 (10.08), 2011.

А.В. ЧЕРНЯКОВ (ООО "НПО Космос")

ОЦЕНКА ДОЛГОВЕЧНОСТИ ГРУНТОБЕТОНА В СТРУЙНОЙ ТЕХНОЛОГИИ

Технология струйной цементации грунтов (струйная технология) находит всё более широкое применение в силу высокой производительности и экономичности, расширяя возможности традиционных технологий устройства подпорных стен, ограждающих и других конструкций. Особенно эффективна струйная технология в условиях плотной городской застройки, где она позволяет сохранить без переноса или дополнительного укрепления разветвленные коммуникации или иные подземные сооружения, расположенные в зоне строительства [1, 2].

Струйная технология предусматривает подачу в грунт водоцементного раствора при одновременном подъеме буровой штанги. Струя водоцементного раствора размывает грунт и перемешивает его с цементом и водой. В результате последующего твердения цемента получается грунтобетон, образующий грунтобетонную конструкцию (например, сваю).

При оценке свойств грунтобетона, получаемого по струйной технологии, мы предлагаем использовать модель, в которой грунтобетон рассматривается как мелкозернистый (песчаный) бетон, отличающийся использованием грунта в качестве заполнителя и высоким водосодержанием грунтобетонной смеси.

В данной работе на основе предложенной модели рассмотрена морозостойкость и коррозионная стойкость грунтобетона по струйной технологии как разновидности мелкозернистого цементного бетона.

Высокое водосодержание грунтобетонной смеси, характерное для струйной технологии, позволяет, с одной стороны, пренебречь рассмотрением степени уплотнения смеси, с другой – является причиной высокой открытой капиллярной пористости образуемого цементного камня, что отрицательно влияет на прочность и долговечность грунтобетона.

Использование грунта в качестве заполнителя грунтобетона в струйной технологии предполагает возможное наличие пористых и малопрочных агрегатов зерен грунта, которые содержит естественный связный природный или техногенный грунт в отличие от нормируемых по зерновому и химико-минералогическому составу заполнителей для бетона. Такие агрегаты частиц грунта содержат капиллярные и воздушные поры, которые наряду с поровой структурой цементного камня следует учитывать при оценке свойств грунтобетона, его прочности и долговечности.

В настоящей работе предлагается влияние агрегатов частиц связного грунта в грунтобетоне (пористого элемента структуры) на его свойства учитывать обобщенно, как объем вовлеченного воздуха в цементобетонной бетонной смеси, V_{σ} , с помощью соотношения фактической плотности грунтобетонной смеси, γ_{ϕ} , и её расчётной величины, γ_p

$$V_{\sigma} = \frac{\gamma_{\phi}}{(1 - \gamma_p)100}, \% \quad (1)$$

Здесь для мелкозернистой бетонной смеси

$$\gamma_p = \frac{Ц + П + В}{g_{ц} + g_{п} + g_{в}} = \frac{1 + \left(\frac{П}{Ц}\right) + \left(\frac{В}{Ц}\right)}{\frac{1}{g_{ц}} + \left(\frac{П}{Ц}\right)\frac{1}{g_{п}} + \left(\frac{В}{Ц}\right)\frac{1}{g_{в}}}, \quad (2)$$

$Ц, П, В$ - расходы цемента, песка (грунта) и воды, кг/м³; $g_{ц} = 3100$ кг/м³, $g_{в} = 1000$ кг/м³; $g_{п}$, кг/м³ - плотность зёрен цемента, воды и песка (грунта).

В работе оценку морозостойкости грунтобетона в связи с его составом и пористостью осуществляли с помощью ускоренного расчетно-экспериментального метода определения морозостойкости бетона по "компенсационному" фактору, Φ_k , по ГОСТ 10060-76, как мелкозернистого цементного бетона.

При этом,

$$\Phi_k = \frac{V_{\phi} + V_k}{V_l},$$

$$V_k = 100 \times 0,12Ц / g_{ц} = 12Ц / g_{ц} = 0,00387Ц, \%$$

$$V_l = 100 \frac{Ц}{g_{в}} \left[\left(\frac{В}{Ц} \right) - 0,27 \right] = 0,1Ц \left[\left(\frac{В}{Ц} \right) - 0,27 \right], \%$$

соответственно,

$$\Phi_k = \frac{V_{\sigma} + V_k}{V_l} = \frac{10V_{\sigma}}{B - 0,27Ц} + \frac{0,0387}{(B/Ц)0,27}, \quad (3)$$

где V_{σ} - объем воздуха или газа в уплотненной бетонной смеси, %; V_k - объем контракционных пор в бетоне, %; V_l - объем замерзающей воды в бетоне, %; $Ц, В$ - расходы цемента и воды, кг/м³.

Соотношение между проектной маркой бетона по морозостойкости (F) и допустимой минимальной величиной компенсационного фактора по ГОСТ 10060-76 представлено в табл. 1, для бетона без воздухововлекающих или газообразующих добавок, применение которых в грунтобетоне не предусматривается. Здесь марка бетона по морозостойкости и соответствующая величина I'_d определена при замораживании при температуре воздуха минус 200 °С в воздушно-сухом состоянии и оттаивании в пресной воде при ее температуре плюс 20 °С (по первому базовому методу ГОСТ 10060.0-95).

Физический смысл этих соотношений (формула 3 и табл. 1), состоит в том, что более морозостойкий бетон содержит меньший объем открытых капилляров, в которые может попасть вода при насыщении при атмосферном давлении и перейти в лед при последующем замораживании. Соответственно, такой бетон характеризуется меньшим объемом замерзающей (при заданной отрицательной температуре внешней среды) воды в бетоне, меньшей величиной I'_d в формуле (3), отличается меньшей "льдискостью". Одновременно, более морозостойкий бетон характеризуется большим объемом условно-закрытых пор, которые вода не заполнит или в которых она не замерзнет, большей величиной ($I'_g + I'_k$) в формуле (3). Математически это означает, что более морозостойкий бетон отличается большей величиной компенсационного фактора Φ_k .

Таблица 1

Взаимосвязь F и Φ_k

Марка бетона по морозостойкости, F	50	75	100	150	200	300	400	500
Компенсационный фактор, Φ_k , не менее для бетона без добавок	0,35	0,45	0,55	0,70	0,85	1,05	1,20	1,30

Примечание: F - марка бетона по морозостойкости, количество циклов, N , которое может выдержать бетон при испытании по ГОСТ 10060.0-95.

Следует отметить, что данный метод дает достаточно грубую, приблизительную оценку морозостойкости цементного бетона, особенно бетона высоких марок, к которому предъявляют повышенные требования по морозостойкости, в том числе в присутствии солей-антиобледенителей. Данный расчетный метод не отражает влияние на морозостойкость бетона минеральных добавок в цементе или принятой технологии работ и пр. Соответственно, он не вошел в последующие редакции ГОСТ 10060 как приемочный или выбраковочный метод контроля морозостойкости бетона. Тем не менее, метод определения морозостойкости бетона по компенсационному фактору может быть полезен для предварительного анализа и прогноза морозостойкости грунтобетона как цементного бетона относительно низкой прочности и плотности, испытываемых на морозостойкость в пресной воде.

Таким образом, в данной работе оценивали морозостойкость грунтобетона в связи с его пористостью по компенсационному фактору по ГОСТ 10060-76, рассматривая грунтобетон как разновидность песчаного бетона. При этом влияние на морозостойкость грунтобетона агрегатов зерен связного грунта (глинистого и пр.) учитывали с помощью обобщенной оценки их пористости по формулам (1) и (3), не принимая в расчет возможную гидравлическую активность породообразующих грунт минералов, проявляемую для монолитного грунтобетона на поздних сроках твердения.

Представленный ниже рис.1 иллюстрируют данные табл.1 (для бетона без воздухововлекающих добавок). С высокой степенью достоверности (здесь R^2 – величина достоверности аппроксимации) получено соответствующее уравнение регрессии:

$$F = 287,66 \times \Phi_k^{1,7155} \quad (4)$$

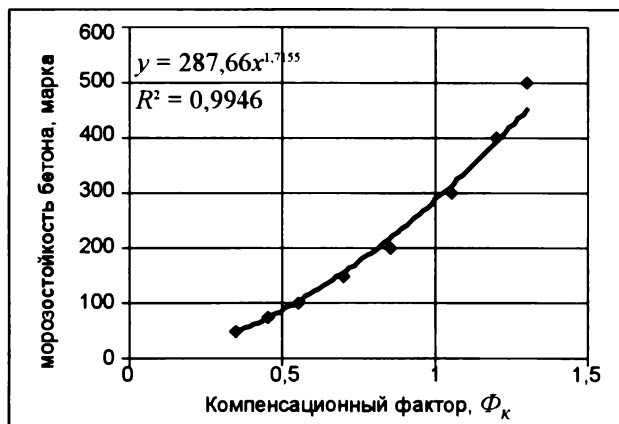


Рис. 1. Взаимосвязь между маркой бетона по морозостойкости F и компенсационным фактором Φ_k

С учетом этих оговорок можно оценить величину компенсационного фактора Φ_k для грунтобетона. Для этого следует определить расход цемента C , задаться значениями B/C , оценить величину I'_g грунтобетонной смеси по формуле (1), в том числе в предположении различной полезности обобщенных воздушных пор, образуемых агрегатами грунта в грунтобетоне, для повышения его морозостойкости.

В практике устройства грунтобетонных сооружений методом струйной технологии расход цемента в грунтобетоне составляет обычно 300-450 кг/пог.м скважины. При среднем диаметре получаемой сваи 1,0 м один погонный метр скважины содержит 0,785 м³ грунтобетона. Соответственно, расход цемента в грунтобетоне в расчете на один кубометр, как принято в технологии бетона, составляет, округленно, 385-575 кг/м³.

Одновременно, чаще всего в струйной технологии используют водоцементный раствор с $(B/C)' = 0,7-1,0$. Для предварительной оценки в работе принимали, что величина B/C грунтобетонной смеси равна $(B/C)'$ подаваемого в грунт водоцементного раствора, $B/C = (B/C)'$, без учета фактической влажности грунта в конкретных условиях строительства.

Величины V'_K и V'_L грунтобетона

Показатель		$V'_K = 0,00387Ц$, %, при расходе цемента, кг/м ³				
$V/Ц$	V'_σ , %	350	400	450	500	550
для любых значений	0	1,35	1,55	1,74	1,94	2,13
	2	1,32	1,52	1,71	1,90	2,09
	5	1,29	1,48	1,66	1,85	2,03
	10	1,23	1,41	1,58	1,76	1,94
$V'_L = 0,1Ц[(V/Ц) - 0,27]$, %, при расходе цемента, кг/м ³						
0,7	0	15,05	17,20	19,35	21,50	23,65
	2	14,75	16,86	18,97	21,08	23,19
	5	14,33	16,38	18,42	20,48	22,52
	10	13,68	15,64	17,59	19,55	21,50
0,8	0	18,55	21,20	23,85	26,50	29,15
	2	18,19	20,78	23,38	25,98	28,58
	5	17,67	20,19	22,71	25,23	27,76
	10	16,86	19,27	21,68	24,09	26,50
0,9	0	22,05	25,20	28,35	31,50	34,65
	2	21,62	24,71	27,79	30,88	33,97
	5	21,00	24,00	27,00	30,00	33,00
	10	20,05	22,91	25,78	28,64	31,50
1,0	0	25,55	29,20	32,85	36,50	40,15
	2	25,05	28,63	32,21	35,78	39,36
	5	24,33	27,81	31,29	34,76	38,23
	10	23,23	26,55	29,86	33,18	36,50

Примечание: величины V'_K и V'_L грунтобетона определены по формуле (3).

В итоге в работе для оценки морозостойкости грунтобетона в струйной технологии по компенсационному фактору были приняты следующие величины: расход цемента, равный 350, 400, 450, 500 и 550 кг/м³, и значения $V/Ц$, равные 0,7, 0,8, 0,9 и 1,0.

Для оценки Φ_K грунтобетона в работе были приняты значения V'_σ по формуле (1), равные 0; 2; 5 и 10 %. Более высокое значение V'_σ в данной работе не рассматривали в виду получения при этом практически неморозостойкого и малопрочного грунтобетона. Например, ГОСТ 28013-98 "Растворы строительные. Общие технические условия" (п. 4.11) не предъявляет требования по морозостойкости к цементным растворам марок М10 и ниже по прочности.

В расчете Φ_K по формуле (3) учли влияние V'_σ на получаемые расчетом начальные расходы цемента и воды в грунтобетоне по струйной технологии.

Для цементобетонной смеси, при $V'_\sigma \neq 0$, за счет появления воздушных пор ее объем будет составлять не 1 м³, как было рассчитано для начального состава бетона, а увеличится на величину V'_σ . В струйной технологии нет возможности отдельно дозировать и изменять расход заполнителя (грунта) в грунтобетоне в соответствии с изменением величины V'_σ , как предусмотрено при подборе состава цементного бетона с вовлеченным воздухом по ГОСТ 27006-86. Соответственно, в струйной технологии начальные расходы материалов в расчете на 1 м³ грунтобетонной смеси, рассчитанные на использование несвязных грунтов, без агрегатов зерен

грунта, должны быть уменьшены пропорционально увеличению объема грунтобетонной смеси, связанного с появлением агрегатов зерен грунта, занимающих больший объем, аналогично увеличению V'_σ бетонной смеси. В этом случае начальные расходы материалов должны быть уменьшены в $(1 + 0,01V'_\sigma)$ раз, а также пропорционально уменьшены расчетные величины, входящие в формулу (3). Здесь величина V'_σ выражена в процентах.

Если предположить, что обобщенные поры в грунтобетонной смеси по формуле (1), связанные с наличием агрегатов зерен грунта, представляют собой поры, полезные для повышения морозостойкости грунтобетона, как воздушные в цементобетоне, то величину V'_σ следует прибавить к величине контракционных пор грунтобетона V'_K , что и предусмотрено формулой (3) в виде $V'_{K_{\text{экв1}}} = V'_\sigma + V'_K$. При этом варианте пористости грунтобетона (№ 1) величина капиллярных пор не изменится, $V'_{L_{\text{экв1}}} = V'_L$. Для цементного бетона такие условно-закрытые поры, не насыщаемые водой при атмосферном давлении, – это мелкие, равномерно распределенные воздушные поры диаметром до 300 мкм при общем объеме от 4 до 8% [3, 4].

В то же время, вероятно, характер воздушной пористости в агрегатах грунта в грунтобетоне по струйной технологии (объем и распределение пор по размерам) может не соответствовать вышеуказанным оптимальным её параметрам для повышения морозостойкости цементного бетона. В этом случае (вариант пористости № 2) величина V'_σ , возможно, слугит добавкой к величине капиллярной пористости V'_L , а не к величине замкнутых, непроницаемых для воды капилляров V'_K в формуле (3). Т.е., если все воздушные поры по формуле (1) рассматривать как капиллярные, проницаемые для воды, то $V'_{L_{\text{экв2}}} = V'_L + V'_\sigma$. Соответственно, при $V'_\sigma = 2\%$ и $V'_\sigma = 5\%$, дополнительно к величинам V'_L (по табл. 2 и 3) следует прибавить 2 и 5%. При этом величина контракционной пористости грунтобетона не изменится, $V'_{K_{\text{экв2}}} = V'_K$.

Возможно, только часть воздушных пор в агрегатах грунта в грунтобетоне по струйной технологии представляют собой капиллярные поры. В этом случае (вариант пористости № 3) только эту часть V'_σ следует прибавить к V'_L , а оставшуюся – к V'_K . В работе для предварительной оценки (для определенности) приняли, что одна половина всех воздушных пор проницаема для воды, а другая – непроницаема и полезна для морозостойкости грунтобетона, т.е., $V'_{L_{\text{экв3}}} = V'_L + 0,5V'_\sigma$, $V'_{K_{\text{экв3}}} = V'_K + 0,5V'_\sigma$. Для этого случая рассмотрены величины $V'_\sigma = 5\%$ и $V'_\sigma = 10\%$.

В табл. 3 представлены результаты расчета соответствующих значений компенсационного фактора грунтобетона Φ_K и его морозостойкости (количества циклов N) по формуле (4) для принятых величин $Ц$, $V/Ц$ и V'_σ .

Расчетные величины Φ_K и морозостойкости грунтобетона N

$V_{л,эКв}, \%$ $V_{к,эКв}, \%$	$V_{\sigma}, \%$	B/C	$\Phi_K N$ при начальном расходе цемента, кг/м ³				
			350	400	450	500	550
$V_{л,эКв1} = V'_л + V'_к$	0	0,7	0,09/5	0,09/5	0,09/5	0,09/5	0,09/5
		0,8	0,07/3	0,07/3	0,07/3	0,07/3	0,07/3
		0,9	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2
		1,0	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2
	2	0,7	0,22/21	0,21/20	0,20/18	0,19/17	0,18/15
		0,8	0,18/15	0,17/14	0,16/12	0,15/11	0,14/10
		0,9	0,15/11	0,14/10	0,13/9	0,13/9	0,12/8
		1,0	0,13/9	0,12/8	0,12/8	0,10/6	0,10/6
	5	0,7	0,44/70	0,40/60	0,36/50	0,33/43	0,31/39
		0,8	0,36/50	0,32/41	0,29/34	0,27/30	0,25/27
		0,9	0,30/37	0,27/30	0,25/27	0,23/23	0,21/20
		1,0	0,26/29	0,24/25	0,21/20	0,20/18	0,18/15
	10	0,7	0,82/204	0,73/167	0,66/141	0,60/120	0,56/106
		0,8	0,67/145	0,59/116	0,53/97	0,49/85	0,45/73
		0,9	0,56/106	0,50/88	0,45/73	0,41/62	0,38/55
		1,0	0,48/82	0,43/67	0,39/57	0,35/48	0,33/43
$V_{л,эКв2} = V'_л + V'_\sigma$ $V_{к,эКв2} = V'_к$	2	0,7	0,08/4	0,08/4	0,08/4	0,08/4	0,08/4
		0,8	0,07/3	0,07/3	0,07/3	0,07/3	0,07/3
		0,9	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2
		1,0	0,05/2	0,05/2	0,05/2	0,05/2	0,05/2
	5	0,7	0,07/3	0,07/3	0,07/3	0,07/3	0,07/3
		0,8	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2	0,06/2
		0,9	0,05/2	0,05/2	0,05/2	0,05/2	0,05/2
		1,0	0,04/1	0,05/2	0,05/2	0,05/2	0,05/2
$V_{л,эКв3} = V'_л + 0,5V'_\sigma$ $V_{к,эКв3} = V'_к + 0,5V'_\sigma$	5	0,7	0,23/23	0,21/20	0,20/18	0,19/17	0,18/15
		0,8	0,19/17	0,18/15	0,17/14	0,16/12	0,15/11
		0,9	0,16/12	0,15/11	0,14/10	0,13/9	0,13/9
		1,0	0,14/10	0,13/9	0,12/8	0,12/8	0,11/7
	10	0,7	0,33/43	0,31/39	0,29/34	0,28/32	0,26/29
		0,8	0,28/32	0,26/29	0,25/27	0,23/23	0,22/21
		0,9	0,23/23	0,22/21	0,20/18	0,19/17	0,18/15
		1,0	0,22/21	0,20/18	0,19/17	0,18/15	0,17/14

Примечание: величины $V'_к$ и $V'_л$ определены по формуле (3) в табл. 2.

Рис. 2 и рис. 3 иллюстрируют влияние B/C и расхода цемента на морозостойкость грунтобетона (по табл. 3) в зависимости от содержания обобщенных воздушных пор в предположении их полезности для морозостойкости (вариант пористости № 1), когда $V_{к,эКв1} = V'_\sigma + V'_к$.

Полученные данные, в частности, показывают, что, согласно принятой модели морозостойкости по компенсационному фактору, увеличение расхода цемента в грунтобетоне, как и в цементобетоне, может быть полезно только при сопутствующем снижении B/C . В противном случае, с ростом расхода цемента увеличивается доля цементного камня в грунтобетоне – пористого элемента структуры, растет открытая капиллярная пористость и величина замораживаемой в грунтобетоне воды, величина $V'_л$ (по формуле 3), и морозостойкость грунтобетона падает.

Величина морозостойкости грунтобетона (см. табл. 3, рис. 2 и 3) существенно изменяется (в десятки раз) в зависимости от объема обобщенных воздушных пор в грунтобетонной смеси, определенного по формуле (1), а также от их природы. Т.е. от того, свя-

заны ли они с полезными для морозостойкости грунтобетона порами агрегатов связного грунта или с открытыми капиллярами в них. При этом, как в обычном цементном бетоне, влияние воздушных (условно-закрытых, полезных) пор на морозостойкость грунтобетона более значимо, чем открытых капиллярных.

Расчетные данные однозначно свидетельствуют, что грунтобетон из-за высокой открытой пористости, образованной капиллярами и крупными воздушными порами агрегатов связного грунта, может характеризоваться низкой морозостойкостью (рассмотренные варианты пористости грунтобетона № 2 и № 3 по табл. 3).

Этот вывод подтвердили многочисленные испытания на морозостойкость грунтобетона, полученного по струйной технологии. Так, испытания, выполненные НПО "Космос" с помощью отформованных лабораторных образцов и образцов-кernов, выбуренных или выпиленных из конструкций, показали, что грунтобетон, полученный при использовании струйной технологии строительства, характеризуется, как правило, относительно низкой морозостойкостью, не превышающей 10 циклов. Т.е., грунтобе-

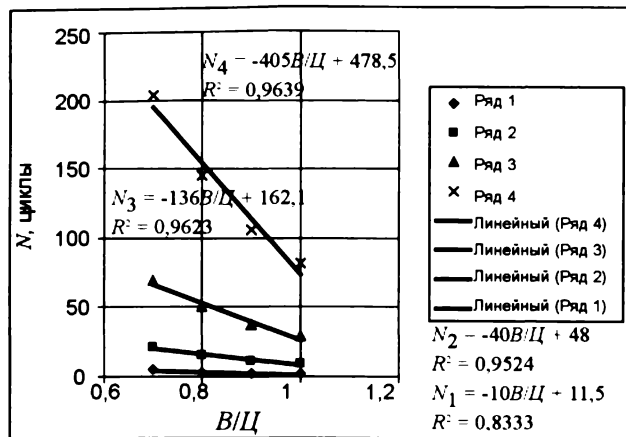


Рис. 2. Зависимость морозостойкости грунтобетона от B/C . Начальный расход цемента 350 кг/м^3

1 - $V_g = 0$; 2 - $V_g = 2\%$; 3 - $V_g = 5\%$; 4 - $V_g = 10\%$

тон по струйной технологии обычно соответствует маркам F5-F10 по первому базовому методу испытания бетона на морозостойкость ГОСТ10060.0-95.

Фактическая низкая морозостойкость грунтобетона в струйной технологии косвенно свидетельствует, что воздушные поры в агрегатах частиц связного грунта, по сути, ведут себя как капилляры, и при эксплуатации, под воздействием природно-климатических факторов, насыщаются водой. Т.е. величину V_g по формуле (1) в грунтобетонной смеси, с точки зрения влияния на морозостойкость грунтобетона, нельзя, по крайней мере, всю, считать образованной воздушными условно-закрытыми порами в формуле (3).

В струйной технологии, из-за ее особенностей, верхняя часть создаваемой конструкции (например, грунтобетонной сваи) обычно не доходит до поверхности на 1,5-3 м (в зависимости от конкретных условий строительства), и вследствие этого основная часть сваи находится вне зоны промерзания грунта. Тем не менее, для струйной технологии проблема морозостойкости получаемого грунтобетона актуальна для верхней, замораживаемой части конструктивного элемента, в том числе там, где промерзание может происходить из-за высокой теплопроводности вышележащих бетонных и железобетонных конструкций.

Низкую морозостойкость грунтобетона следует учитывать при эксплуатации конструкций и сооружений, устраиваемых по струйной технологии. В частности, следует организовывать отвод воды от верхней части конструкций, осуществлять мониторинг их состояния и выполнять другие мероприятия по обслуживанию сооружений.

Грунтобетон в сооружениях, устроенных по струйной технологии, в процессе эксплуатации может подвергаться агрессивному воздействию грунтовых вод. Последние обычно могут содержать сульфаты и хлориды кальция, натрия и магния, а также аммониевые соединения, соли уголекислоты и едкие щёлочи, ионы Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ , K^+ , SO_4^{2-} , Cl^- , NH_4^+ , HCO_3^- , OH^- [5]. В результате обменных реакций указанных солей с гидроксидом кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$, образуемой в по-

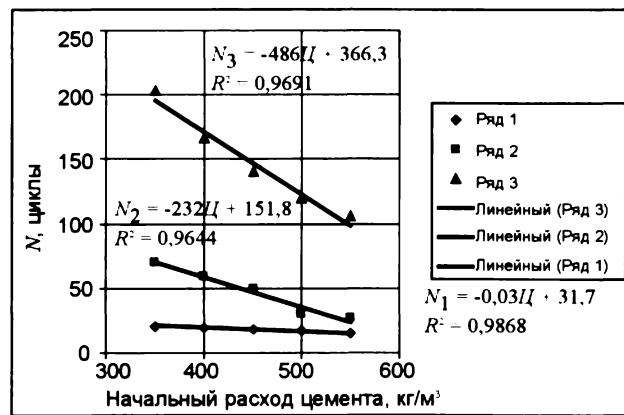


Рис. 3. Зависимость морозостойкости грунтобетона от начального расхода цемента, $B/C = 0,7$

1 - $V_g = 2\%$; 2 - $V_g = 5\%$; 3 - $V_g = 10\%$

рах цементного камня при гидратации цемента, происходит коррозия 1 вида, выщелачивание. При этом растворимые продукты реакции вымываются из пор грунтобетона, особенно, в условиях переменного увлажнения и высушивания или постоянного подпора воды. Это может привести к частичному, локальному, контролируемому диффузионными процессами в грунтобетоне, поверхностному разрушению или к общему снижению прочности грунтобетона [6].

Оценка коррозионной стойкости грунтобетона была выполнена в НИИЖБ по заданию НПО "Космос" [7]. Образцы грунтобетона были выбурены (выпилены) по ГОСТ 28570-90 из ограждающей конструкции котлована, устроенной подразделением НПО "Космос" по струйной технологии в г. Перми.

Для производства работ был принят начальный состав грунтобетона Ц:Г:В=1:2,86:1 (для сухого грунта и полностью уплотнённой грунтобетонной смеси). Грунт, на разной глубине, представлял собой суглинки и глину. В грунтобетоне была использована многофункциональная добавка КДСЦ, разработанная НПО "Космос" (1% массы цемента). Грунтобетон по результатам испытания образцов-кернов характеризовался прочностью на сжатие 0,5-1,0 МПа (проектное требование к прочности грунтобетона на данном объекте – 0,5 МПа).

Коррозионную стойкость грунтобетона данного состава в работе оценивали с помощью испытания в периодически сменяемой дистиллированной воде. Определяли скорость вымывания $\text{Ca}(\text{OH})_2$ из образцов грунтобетона с помощью методов аналитической химии [6]. Было подтверждено, что скорость растворения CaO , содержащегося в образцах грунтобетона, пропорциональна величине $t^{0,5}$, что характерно для определяемых диффузией химических процессов в гетерогенных средах (t – время).

Результаты коррозионных испытаний показали, что грунтобетон характеризуется меньшей в 3-4 раза стойкостью, чем мелкозернистый бетон более высоких классов по прочности, В15-В22,5, взятый для сравнения.

Экстраполируя полученную экспериментально зависимость скорости выщелачивания грунтобетона в дистиллированной воде от времени, был выполнен прогноз разрушения грунтобетона в течение 50 лет: глубина разрушения составила 1,3 см (при аналогичном разрушении мелкозернистого бетона – 0,35 см).

Низкую коррозионную стойкость грунтобетона можно объяснить высокой его открытой капиллярной пористостью, образованной порами цементного камня и агрегатов зёрен глинистого грунта в грунтобетоне.

Высокое фактическое водопоглощение образцов грунтобетона, определенное экспериментально по ГОСТ 12730.0-4.78, $W_g = 25,05\%$ по массе подтверждает этот вывод, а также результаты расчета открытой капиллярной пористости грунтобетона, I'_d , по формуле (3), представленные в табл. 2 (для вариантов пористости № 2 и № 3).

Представленная прогнозная оценка глубины разрушения грунтобетонных конструкций в условиях коррозии 1 вида (выщелачивания), обычно массивных, составляет всего несколько процентов проектных размеров и не представляет реальную угрозу их функционирования. Тем не менее, учитывая низкую стойкость грунтобетона к коррозии, при проектировании грунтобетонных конструкций и сооружений необходимо учитывать условия их эксплуатации, наличие агрессивных грунтовых вод.

Выводы

1. В работе показана плодотворность для анализа и прогноза долговечности грунтобетона модели, в которой грунтобетон рассматривается как мелкозернистый (песчаный) бетон, отличающийся наличием грунта в качестве заполнителя и высоким водосодержанием смеси.

Получена расчетная оценка морозостойкости и экспериментальная оценка коррозионной стойкости грунтобетона.

2. Грунтобетон по струйной технологии строительства характеризуется относительно низкой морозостойкостью, не превышающей 10 циклов (соответствует маркам F5-F10 по первому базовому методу испытания бетона на морозостойкость ГОСТ 10060.0-95).

3. Результаты коррозионных испытаний показали, что грунтобетон характеризуется меньшей в 3–4 раза стойкостью, по сравнению с обычно применяемым мелкозернистым бетоном более высоких классов по прочности (B15-B22,5).

4. Низкую морозостойкость и коррозионную стойкость грунтобетона можно объяснить высокой его открытой капиллярной пористостью, образованной как капиллярами агрегатов грунта и цементного камня, так и воздушными порами в агрегатах грунта в грунтобетоне.

5. При проектировании грунтобетонных конструкций и сооружений, устраиваемых по струйной технологии, необходимо предусматривать соответствующие защитные мероприятия с учетом относительно низкой морозостойкости и коррозионной стойкости получаемого грунтобетона.

Библиографический список:

1. Бройд И.И. Струйная геотехнология. Учебное пособие. - М.: Изд-во АСВ, 2004. - 448 с.
2. EN 12716:2001E "Выполнение специальных геотехнических работ. Струйная цементация".
3. Рамачандран В., Фельдман Р., Болдуэн Дж. Наука о бетоне. - М.: Стройиздат. - 1986. - 280 с.
4. Невиль А.М. Свойства бетона. - М.: Стройиздат. - 1972. - 344 с.
5. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.
6. Москвин В.М. Коррозия бетона. - М.: Стройиздат, 1972.
7. Руководство по определению скорости коррозии цементного камня, раствора и бетона в жидких агрессивных средах. - М.: Стройиздат, 1970.

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

ФРАНК ШЛАДИЦ, ЭНРИКО ЛОРЕНЦ, гражданские инженеры-строители, МАНФРЕД КУРБАХ, д-р техн. наук, проф. (Технический Университет, г. Дрезден, Германия)

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ С ТЕКСТИЛЬНОБЕТОННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Текстильбетон является эффективным методом усиления железобетонных конструкций. В Техническом Университете Дрездена были проведены обширные исследования в области применения текстильбетона для дополнительного усиления изгиба построенной конструкции. Полученные результаты показывают значительное повышение несущей способности, существенное уменьшение прогиба конструкций с

текстильбетонным армированием по сравнению с конструкциями без армирования при одинаковых нагрузках. В приведенных расчетах показана экспериментально установленная несущая способность.

Реконструкция и санация опорных структур сооружений позволяет значительно продлить срок службы возведенных конструкций. Зачастую возникает необходимость в восстановлении или увеличе-

нии несущей способности бетонных и железобетонных конструкций. Это может быть вызвано перепланировкой сооружений, изменением их эксплуатации, повреждением несущей способности конструкций, а также изменением нормативных данных. На практике существуют различные методы для усиления опорной структуры сооружений. Алгоритм с применением текстильбетонных элементов представляет собой новый и эффективный метод для усиления железобетонных конструкций [1], [2].

Комбинация физических свойств бетона с его высоким потенциалом к армированию позволяет создавать очень тонкие и в то же время сверхпрочные усиленные слои, одновременно устойчивые к коррозии. Способность этих слоев свободно принимать различные формы и легкость в их обработке позволяет использовать их при работе с различными сложноизогнутыми поверхностями. Производство текстильбетонных слоев может осуществляться различными методами в зависимости от конкретных условий и нормативов, к примеру, с помощью шприц-бетона или ламинирования. Наряду с исследованиями характеристик укрепленных текстильбетоном железобетонных конструкций при дополнительной нагрузке от воздействия продольных [6], поперечных сил [7] и скручивании [8] в ТУ Дрездена проводилось изучение укрепления изгибов железобетонных конструкций с использованием текстильбетона [9], [10]. Опыты проводились на железобетонных плитах с расстоянием между точками опоры 1,6 м, шириной плиты 0,6 м и толщиной 0,1 м. Для усиления использовались *i)* текстиль из стекловолокна толщиной 2400 tex и *ii)* углеродные ровинги толщиной 800 tex.

В данной статье описаны экспериментальные и теоретические исследования, проводимые ТУ Дрездена и АО "Торкрет" для проверки приемственности полученных результатов на крупногабаритных железобетонных плитах, а также исследования показателей прочности конструкций при значительном увеличении нагрузки. В качестве текстильного армирования использовались углеродные ровинги с большим поперечным размером волокна типа Heavy-Tow-Gamen.

Для проведения экспериментальных работ было использовано пять железобетонных плит. Размер образца составлял 7,00×1,00×0,23 м (длина×высота×ширина). Одна из пяти панелей была использована в качестве эталонного образца и не была армирована. Остальные четыре панели различались количеством нанесенных слоев и толщиной текстильбетонного армирования. В табл. 1 представлены характеристики образцов.

Опорное покрытие железобетонных плит состоит из продольного и поперечного армирования. Продольное армирование выполнено из пяти слоев толщиной 12 мм, расположенных на расстоянии 20 см. Поперечное армирование состоит из 47 слоев, на расстоянии 15 см и толщиной 12 мм. Для транспортировки образцов было использовано монтажное устройство с восемью анкерами, на которых дополнительно

были установлены скобы диаметром 8 мм. Бетонный слой наружного продольного армирования составляет 2,5 см. Наружные размеры плит, схема армирования и стальные элементы представлены на рис. 1.

Таблица 1

Параметры экспериментальных образцов

Образец	Количество слоев углеродной структуры	Толщина плит, см	Толщина текстильбетонного слоя, см	Общая толщина, см
1	эталонный образец	23	–	23,0
2	1 слой	23	0,6	23,6
3	2 слоя	23	0,9	23,9
4	3 слоя	23	1,2	24,2
5	4 слоя	23	1,5	24,5



Рис. 1. Схема опалубки и армирования

При армировании использовали бетон с размером заполнителя 16 мм. Среднее значение кубиковой прочности бетона при сжатии – 45,5 Н/мм², прочность на растяжение составляет 2,9 Н/мм² и среднее значение модуля упругости 26,150 кН/мм². Определение сжатия и растяжения было проведено на образце кубической формы (длина/ширина/высота=150/150/150 мм), а значение модуля Юнга (E-Modul) на образце цилиндрической формы (диаметр/высота=150/300 мм). Работы выполнены согласно стандартным нормам DIN EN 12390 и DIN 1048. Для железного армирования использована стержневая система BSt 500 S. Согласно нормам DIN EN ISO 15630-1, испытательным способом был определен средний предел текучести 574 Н/мм² и средняя прочность на растяжение 682 Н/мм².

Текстильбетонное армирование заключается во внедрении текстильного усиления в матрицу мелкозернистого бетона. В качестве текстильного материала использованы углеродные ровинги толщиной 3300 tex (SIGRAFIL C30 T050 EPY) фирмы "SGL". Расстояние между координационными осями составляет 10,8×18 мм (рис. 2). Коэффициент растяжения волокон, включая мелкозернистый бетон, составляет в среднем 1200 Н/мм² и растяжение при разрыве 12%. Эти значения были установлены в результате 8 экспериментов. Растяжение образцов было определено по Иессэ [13], и в результате экспериментов было установлено, что разница в количестве армировочного материала не оказывает значительного вли-

яния на максимальное растяжение при разрыве, так же как и на максимальное напряжение при разрыве.

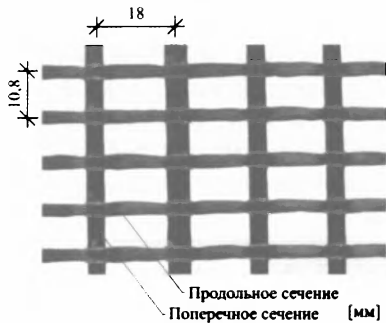


Рис. 2. Структура текстильного армирования

Для армирования применена заранее приготовленная смесь бетона мелкозернистой структуры фирмы PAGEL (TF10 Pagel-Textilbeton TUDALIT) с размером зерна 1 мм. Средний предел прочности на сжатие мелкозернистого бетона составляет 89 Н/мм², средний предел прочности на изгиб 5,7 Н/мм². Оба значения установлены на призматических бетонных образцах (160/40/40) согласно стандартным нормам DIN EN 196.

Усиление текстильным бетоном выполнялось на образцах длиной 6,5 м с чередованием слоев мелкозернистого бетона и текстильного армирования. После предварительной очистки поверхности и обработки водой наносился первый слой мелкозернистого бетона толщиной 3 мм, в который утоплялась текстильная матрица. Этот процесс повторяли до достижения требуемого числа слоев. В конце процесса конечный слой выполнялся из мелкозернистого бетона толщиной 3 мм. Армирование осуществлялось перпендикулярно к расположению образца (рис. 3).

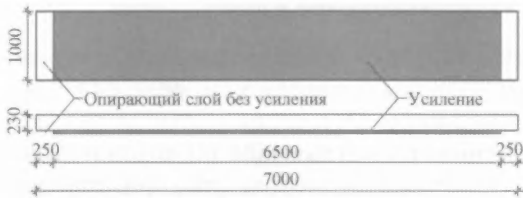


Рис. 3. Схема расположения арматуры

Грузоподъемность образца на изгиб была испытана по четырем точкам. Опорные точки располагались на расстоянии 6,75 м. В среднюю часть задавалась нагрузка, вес которой с помощью траверсы был равномерно распределен на две точки, расположенные в 1,5 м друг от друга. Схематическое изображение эксперимента и фотография экспериментальной установки приведены на рис. 4 и 5.

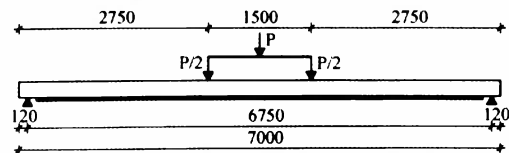


Рис. 4. Схема экспериментальной установки



Рис. 5. Экспериментальная установка для армирования плиты

На каждый испытательный образец сначала подавалась нагрузка величиной собственного веса образца, примерно ~25 кН/м (стандартное значение для железобетона). Данная величина нагрузки обозначена g_{St} и составляет $1\text{ м} \cdot 0,23\text{ м} \cdot 25\text{ кН/м}^3 = 5,75\text{ кН/м}$. В случае образцов с усилением нагрузка включала, помимо собственного веса образца, также вес арматуры. Она обозначена g_I и рассчитывается по формуле 1.

$$g_I = 1,00 \text{ м} \cdot (\text{Количество слоев} \cdot 0,003 \text{ м} + 0,003 \text{ м}) \cdot 25 \text{ кН/м}^3 \quad (1)$$

С помощью испытательной установки подавалась переменная нагрузка. Усилие испытательной установки обозначено P , а сила, действующая в двух точках на образец, – $P/2$. Нагрузка с испытательной установки P прикладывалась/отстранялась к/от плиты со скоростью 0,05 мм/сек. Начальная нагрузка составляла $P = 1\text{ кН}$ с постепенным нарастанием до $P = 10\text{ кН}$, которая применялась в течение 2 мин при постоянном изгибе, а затем вновь была уменьшена до $P = 1\text{ кН}$. В конечной стадии эксперимента нагрузка P была увеличена до 20 кН, которая сохранялась до завершения испытательной работы, и каждые 10 кН при постоянном изгибе соблюдалась пауза в течение 2 мин (рис. 6).



Рис. 6. Подача нагрузки на образец

На основе данных экспериментальных работ была построена кривая отношения действующих сил и изгиба для центра плиты (рис. 7), где также представлена максимальная величина подаваемой нагрузки P .



Рис. 7. Отношение силы к изгибу

Для обоснования несущей способности на изгиб рассчитан максимальный момент изгиба плиты:

$$M = \frac{g_{St} l^2}{8} + \frac{g_I \cdot l^2}{8} + \frac{P}{2} l_1 \quad (2)$$

где g_{St} - линейная нагрузка на основе собственного веса железобетонных плит; g_I - линейная нагрузка на основе собственного веса арматуры железобетонных плит; P - сила экспериментальной установки; l - пролет панели; l_1 - расстояние между точками подачи нагрузки и опор

Подставляя значения g_{SI} , l и l_1 , которые являются одинаковыми для всех образцов, в формулу 2, получим:

$$M = \frac{5,75 \cdot 6,75^2}{8} + \frac{g_{I'} \cdot 6,75^2}{8} + \frac{P}{2} 2,625. \quad (3)$$

Значения $g_{I'}$ и P варьируются в каждом образце (см. рис. 7).

Вместе с заранее рассчитанной деформацией можно вывести расчетные отношения момента и изгиба при разрыве, представленные на рис. 8. Величины максимального момента изгиба и увеличения нагрузки представлены в табл. 2.

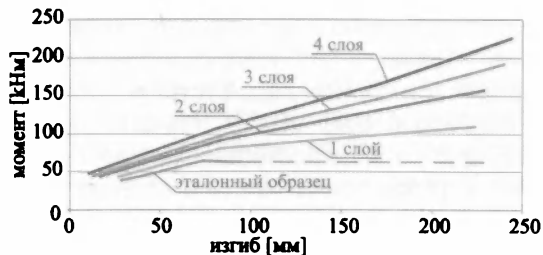


Рис. 8. Расчетные отношения момента к изгибу

Таблица 2

Разрушающий момент и увеличение подачи нагрузки

Номер образца	Сила P , кН	Разрушающий момент, кНм	Увеличение подачи нагрузки, %
1	25	23	100 (эталонный образец)
2	58	23	167
3	96	23	242
4	119	23	289
5	147	23	345

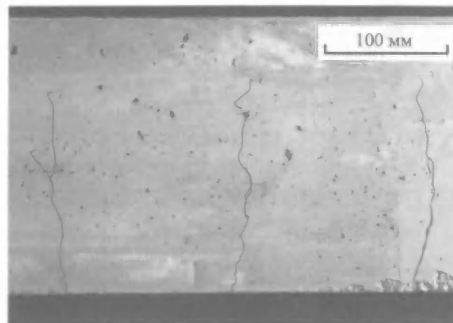
Кривая на рис. 8 показывает, что образец с усилением обладает более высокой несущей способностью на изгиб по сравнению с образцом без усиления. При этом возрастает несущая способность с увеличением слоев текстильного армирования. На образцах без армирования при незначительном увеличении нагрузки, с изгибающим моментом 66 кН/м, наблюдалась значительно большая деформация. Дальнейшие испытания были остановлены, так как увеличивать нагрузку выше указанного значения не имело смысла.

Отказ образцов с усилением проявился внятным растрескиванием углеродных волокон. Причиной разрушения во всех испытываемых образцах являлся излом при растяжении изгибающегося текстильного армирования. Значения других параметров, таких как отказ при сжатии на изгиб, отказ при нагрузке в поперечном направлении, повреждение стальных элементов на данный момент не оценивались. Помимо увеличения несущей способности, также улучшилась пригодность к использованию. С увеличением слоев текстильного армирования растет жесткость (прочность) изделия, что приводит к уменьшению величины деформации при одинаковой нагрузке на армированный и неармированный образцы.

Кроме того, армирование текстильбетоном приводит к значительно менее выраженному и равномерно образованию рисунка трещин (рис 9,а и 9,б). При

одинаковой нагрузке на образцах без усиления после первой трещины образуются несколько больших трещин на расстоянии примерно 20 см. Однако на образцах с усилением имеются многочисленные мельчайшие трещины на расстоянии от 1 до 3 см. Таким образом, следует считать, что при увеличении слоев армирования расстояния между трещинами становятся меньше.

а) Образец-плита без усиления



б) Образец-плита с усилением из четырех слоев текстильного армирования

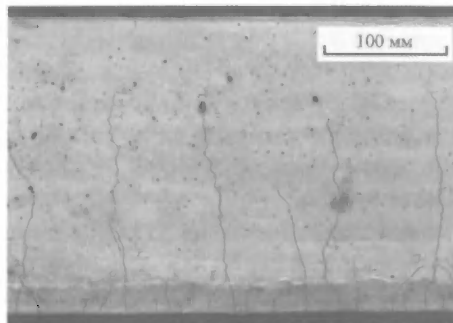


Рис. 9. Трещинообразование в плите

Далее приведен приближенный расчет для определения несущей способности образцов на прочность при изгибе. Расчетная несущая способность, определенная по методам [6], [8], была подтверждена результатами экспериментов на плитах. Для приближенного расчета разрушающих моментов M_u было принято прямоугольное распределение напряжений в зоне продавливания бетона. Таким образом, предполагая текучесть железобетонного армирования на пределе несущей способности, возможно приблизительное решение. Обозначения и отношения растяжения при изгибе по поперечному разрезу представлены на рис.10.

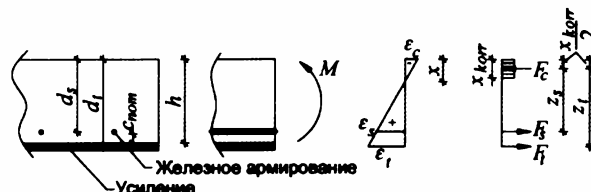


Рис. 10. Номенклатура и отношения растяжения

Растяжения стального армирования ϵ_s наблюдаются при достижении величины ϵ_t , при которой происходит разрыв текстильного армирования, если максимальная величина сжатия бетона ϵ_c принята равной

Расчетные разрушающие моменты

Образец	Расчетный разрушающий момент, kNm
1 - эталонный образец	62
2 - 1 слой текстильного армирования	101
3 - 2 слоя текстильного армирования	144
4 - 3 слоя текстильного армирования	188
5 - 4 слоя текстильного армирования	232

3,5‰ по формуле (4). С величины растяжения стали ε_s более 3‰ ($f_y/E N/mm^2/210000 N/mm^2 = 2,7‰$) принимается условие текучести арматурной стали.

$$\varepsilon_s = \frac{-\varepsilon_c + \varepsilon_t}{d_t} d_s + \varepsilon_c \quad \varepsilon_s > 3‰ \quad (4)$$

где ε_t - растяжение текстильного армирования при отказе [%]; ε_c - максимальное сжатие старого бетона (- 3,5‰ DIN 1045-1)

Величину зоны сжатия рассчитывают по формуле:

$$x = \frac{-d_t}{-\varepsilon_c + \varepsilon_t} (-\varepsilon_c) \quad (5)$$

Согласно стандартным нормам DIN1045-1, высота сжатой зоны бетона с коэффициентом $\kappa = 0,8$ должна быть уменьшена для применяемого стандартного бетона при допущении перпендикулярного распределения напряжений в сжатой зоне (формула 6).

$$x_{korr} = \kappa x = 0,8x \quad (6)$$

Плечи пар внутренних сил могут быть рассчитаны по формулам 7 и 8. Внутреннее плечо пары сил железобетонного армирования:

$$z_s = d_s - x_{korr}/2 \quad (7)$$

Внутреннее плечо пары сил усиленного текстильным армированием слоя:

$$z_t = d_t - x_{korr}/2 \quad (8)$$

С этими значениями плеча пары сил при знании прочности и поперечного разреза данного армирования может быть рассчитан момент разрыва усиленного профиля по формулам 9-11.

Сила растяжения в железобетонной арматуре:

$$F_s = f_y A_s \quad (9)$$

Сила растяжения в текстильном армировании:

$$F_t = f_t A_t, \quad (10)$$

где A_s - площадь поперечного сечения продольной стальной арматуры; A_t - площадь поперечного сечения текстильного армирования; f_y - предел текучести стальной арматуры; f_t - средний предел прочности при растяжении текстильного армирования

Момент разрыва усиленного поперечного сечения:

$$M_u = M_s + M_t = F_s z_s + F_t z_t \quad (11)$$

В табл. 3 приведены расчетные значения момента разрыва для неусиленных и усиленных лабораторно испытанных плит с текстильным армированием с количеством слоев от одного до четырех.

На рис. 11 представлено сопоставление приведенных в табл. 2 и 3 экспериментальных и расчетных моментов разрыва M . Полученная экспериментальным путем несущая способность образцов может быть определена представленным способом расчета приблизительных величин изгиба усиленных текстильбетоном железобетонных плит. Расчетные и экспериментальные величины согласуются между собой с погрешностью 10%.

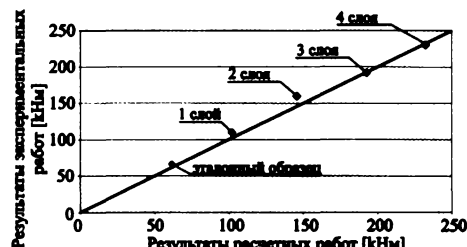


Рис. 11. Сопоставление результатов экспериментальных и расчетных работ вычисляемого разрушающего момента

Заключение

Представленные результаты испытаний несущей способности на изгиб крупногабаритных железобетонных плит, армированных текстильбетоном, доказывают значительное увеличение несущей способности по сравнению с неусиленными образцами. Это показывает, что армирование на изгиб из текстильбетона с высокой степенью надежности может применяться на строительных элементах с большой величиной пролетов. С увеличением количества слоев пропорционально возрастает несущая способность образца. С усилением из 4 слоев текстильного армирования несущая способность железобетонной плиты может быть увеличена в 3,5 раза. При одинаковой величине нагрузки наблюдается уменьшение величины изгиба с увеличением количества слоев. Полученная экспериментальным путем несущая способность образцов может быть определена представленным способом расчета приблизительных величин изгиба усиленных текстильбетоном железобетонных плит. Отклонение между расчетными и экспериментальными значениями составляет 10%. Эти результаты подтверждают выводы, представленные в [9] и [11] по результатам экспериментов на малогабаритных плитах.

Библиографический список

- Jesse D., Jesse F. High Performance Composite Textile Reinforced Concrete - Definitions, Properties and Applications. In: 3rd

2. **Schladitz F., Lorenz E., Jesse F., Curbach M.** Strengthening of a Barrel-Shaped Roof using Textile Reinforced Concrete. In: 33rd Symposium of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Bangkok, 09.-11.09.2009. Book of Abstracts and CD-ROM - ISBN 978-3-85748-121-5, 2009, Pp. 303_04_01.
3. **Ortlepp R., Lorenz A., Curbach M.** Column Strengthening with TRC: Influences of the Column Geometry onto the Confinement Effect. In: Advances in Materials Science and Engineering, 2009, Article ID 493097, 5 pp. - doi:10.1155/2009/493097.
4. **Brückner A., Ortlepp R., Curbach M.** Textile Reinforced Concrete for Strengthening in Bending and Shear. In: Materials and Structures. 39 (2006) 8, p. 741-748 - doi: 10.1617/s11527-005-9027-2.
5. **Schladitz F., Curbach M.** Torsion tests on textile-reinforced concrete strengthened specimens. In: Materials and Structures (2011) - doi:10.1617/s11527-011-9746-5.
6. **Weiland S.** Flexural Strengthening of RC-Structures by Textile Reinforced Concrete - Interaction between steel and textile reinforce-

- ment. Dissertation, Dresden: Technische Universität Dresden, 2010. - urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-37944.
7. **Bösche A.** Flexural Strengthening of Concrete- and Reinforced Concrete - Structures by textile Reinforcement - Basics for a calculation model. Dissertation, Dresden: Technische Universität Dresden, 2007. - urn:nbn:de:swb:14-1197896918623-70942.
8. **Jesse F., Curbach M.** Verstärken mit Textilbeton. In: Betonkalender, Ernst und Sohn Verlag. - 2010. - p. 457-565.
9. **DIN EN 12390:** Testing hardened concrete.
10. **DIN EN 1048:** Testing concrete.
11. **DIN 488:** reinforcing steel.
12. **DIN EN ISO 15630-1:** Steel for the reinforcement and prestressing of concrete - Test methods
13. **Jesse F.** Load Bearing Behaviour of Filament Yarns in a Cementitious Matrix. Dissertation, Dresden: Technische Universität Dresden, 2004 - urn:nbn:de:swb:14-1122970324369-39398.
14. **DIN EN 196:** Methods of testing cement.
15. **DIN 1045-1:** Concrete, reinforced and prestressed concrete structures.

МАЛИНИНА ЛАРИСА АЛЕКСЕЕВНА (1925 - 2012)



В мае 2012 года ушла из жизни доктор технических наук, профессор Лариса Алексеевна Малинина – крупнейший ученый в области технологии тяжелого бетона.

Начало трудовой и научной деятельности Ларисы Алексеевны Малининой пришлось на послевоенные годы, когда страна искала пути решения многих задач, которые стояли перед бурно развивающейся строительной отраслью.

Л.А. Малинина успешно закончила аспирантуру НИИцемент, где защитила кандидатскую диссертацию, а докторскую она защищала, уже будучи сотрудником НИИ бетона и железобетона, где длительное время возглавляла Центральную лабораторию тяжелых бетонов. Центральными тогда назывались лаборатории, в задачу которых входила координация научных исследований по своему направлению в масштабе всего СССР. Деятельность возглавляемой ею лаборатории была многогранна. Под руководством Л.А. Малининой был проведен большой объем экспериментально-теоретических исследований твердения бетона при тепловом воздействии различной интенсивности и параметрах теплоносителя при обычном и при высоком давлении в автоклавах.

Это позволило установить взаимосвязь физико-химических процессов, гидратации цемента при твердении и тепломассопереноса на формирование капиллярно-пористой структуры и физико-технические характеристики бетонов. Л.А. Малининой было предложено деление цемента общестроительного назначения на 3 группы по активности при пропаривании.

Разработанные в результате этих исследований эффективные режимы тепловлажностной обработки железобетонных конструкций и изделий, обобщенные в многочисленных нормативных документах, получили широкое применение на заводах сборного железобетона страны.

Обладая универсальными знаниями как в области химии цемента, так и в технологии бетона, концептуальный вклад Лариса Алексеевна внесла в исследования кинетики твердения бетонов на новых видах цемента и определение рациональных областей их применения. Много внимания, особенно в последние годы, Л.А. Малинина уделяла применению в бетонах крупнотоннажных промышленных отходов. Ею была доказана экологическая безопасность и экономическая эффективность применения таких отходов в технологии бетона, было открыто, что высокощелочная среда цементных бетонов является детоксикатором по отношению к токсичным соединениям многих отходов, которые в бетонах переходят в нерастворимое состояние.

Результаты экспериментально-теоретических исследований, полученные в НИИЖБ им А.А. Гвоздева под руководством Л.А. Малининой, использованы во многих нормативных и рекомендательных документах по технологии тяжелого бетона, широко применяемых ныне на заводах ЖБИ.

Обширный исследовательский материал, накопленный Л.А. Малининой и ее учениками, опубликован в фундаментальных монографиях: "Бетоны автоклавного твердения", "Ускорение твердения бетона", "Тепловлажностная обработка тяжелого бетона", "Технология бетона в вопросах и ответах" и других, а также более чем в 250 статьях и докладах на международных, всесоюзных и всероссийских конференциях.

Л.А. Малинина по праву считалась лидером отечественной школы по научному направлению "Тяжелые бетоны". Ею были подготовлены более 30 кандидатов технических наук.

За заслуги перед Отечеством Лариса Алексеевна Малинина была награждена Орденом "Знак Почета", удостоена почетных званий Заслуженный деятель науки и техники РФ, Почетный строитель России, Лауреат премии Совета Министров СССР.

Светлую память о Ларисе Алексеевне Малининой, замечательном человеке, красивой, элегантной женщине сохраняют все, кто её знал.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

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

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

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

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

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

Рассмотрены способы нагнетания, виды используемого оборудования.

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

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

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО "Триада-Холдинг"

123308 г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д.6, стр.2

Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10

E-mail: info@triadaholding.ru

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

Подписано в печать 27.07.12. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

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

Адрес для писем:

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

E-mail: magbeton@rambler.ru

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

Тел. (495) 703-9762

Отпечатано в ООО "Фирма "ФИЛОМАТ"
109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40