



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ



**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА
СБОРНИК МЕЖДУНАРОДНЫХ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИХ СТАТЕЙ**

ЧАСТЬ 2

**Минск
БНТУ
2015**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Строительный факультет

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

Сборник Международных научно-технических статей
(материалы научно-методической конференции)

27–28 мая 2014 г.

В 2 частях

Часть 2

Минск
БНТУ
2015

УДК 69(083.7)(06)
ББК 624.07.04(083.7)(06)
С56

Редакционная коллегия:

В.Ф. Зверев – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции»;

С.М. Коледа – ассистент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»;

С.Н. Делендик – ассистент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»

Рецензенты:

Т.М. Пецольд – д-р. техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»,

Н.А. Рак – канд. техн. наук, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции»,

А.Н. Жабинский – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции»

Сборник содержит материалы Международной конференции «Современные проблемы внедрения европейских стандартов в области строительства». Включает материалы, раскрывающие проблемы и способы повышения качества подготовки кадров, результаты научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ, а также о приведении в соответствие с Европейскими нормами и стандартами национальных правовых актов в области строительства.

Белорусский национальный технический университет благодарит за участие в конференции «Московский государственный строительный университет (МГСУ Россия), Джераш Университет (Иордания), УО «Брестский государственный технический университет», УО «Белорусско-Российский университет, УО «Полоцкий государственный университет», УО «Белорусский государственный университет транспорта».

Издание предназначено для научно-педагогических работников, проектировщиков, студентов, магистров и аспирантов.

ISBN 978-985-550-566-3 (Ч. 2)
ISBN 978-985-550-567-0

© Белорусский национальный
технический университет, 2015

СОДЕРЖАНИЕ

Раздел V. Технология производства строительных материалов, изделий и конструкций

Шейда О.Ю., Батяновский Э.И.

О производственной апробации новой химической добавкой, содержащей углеродный наноматериал..... 7

Бондарович А.И., Батяновский Э.И.

Особенности оценки прочности на сжатие бетона вибропрессованных мелкоштучных изделий 20

Гущин С.В., Дрозд А.А., Бабицкий В.В.

Морозостойкость цементного камня в области низких водоцементных отношений 31

Дзэбиева Л.Б., Батяновский Э.И.

Инновации в методике определения технологических показателей портландцемента при переходе на евростандарт..... 37

Зеленковская Ж.Л., Бабицкий В.В.

Программное обеспечение расчетов параметров предварительного электроразогрева бетонной смеси..... 43

Корсун А.М., Якимович В.Д.

Влияние хлорида натрия на процесс твердения цементного вяжущего 49

Леонович С.Н., Ольгомец А.И., Передков И.И., Карпович С.А.

Новые технологии и материалы для строительной индустрии.... 54

Обухов А.Е., Леонович С.Н. Бурсов Н.Г.

Технология возведения храмовых сооружений из монолитного железобетона в современных опалубочных системах 58

Ляпидевская О.Б., Безуглова Е.А.

Технические требования и методы испытаний цементов: сравнительный анализ российских и европейских строительных норм 75

<i>Мулярчик В.С., Полейко Н.Л.</i> Химические свойства минеральных композиций защитных покрытий с функциями бронирования и регенерации.....	82
<i>Опекунов В.В.</i> Применение гранитного микрозаполнителя в производстве ячеистых бетонов.....	90
<i>Полейко Н.Л., Леонович С.Н., Кураш Л.С.</i> Эксплуатационные свойства бетона, приготовленного на крупном заполнителе производства ОАО «Нерудпром».....	102
<i>Полейко Н.Л., Мулярчик В.С.</i> Деформативные и прочностные свойства арматуры с модифицированным бетоном	110
<i>Романов Д.В., Мордич М.М., Галузо. О.Г</i> Оптимизация режимов тепловлажностной обработки пенобетонов неавтоклавного твердения.....	118
<i>Рябчиков П.В., Батяновский Э.И., Якимович В.Д.</i> Об особенностях подбора состава и технологии производства тяжелого высокопрочного бетона, включая введение в состав углеродных наноматериалов	124
<i>Сидорова А.И.</i> Моделирование структуры и прочности конструкционного бетона методами микромеханики	138
<i>Смоляков А.В., Дрозд А.А., Батяновский Э.И.</i> Эффективная переработка гранитного отсева РУПП «Гранит»	143
<i>Тур В.В., Elzbieta Szczygielska</i> Оценивание соответствия прочности бетона на сжатие по требованиям СТБ EN 206-1:2000 И ГОСТ 18105-2010 (EN 206-1:2000; NEQ)	150
<i>Федорович П.Л., Батяновский Э.И.</i> Физико-технические свойства конструкционного бетона во взаимосвязи с гранулометрией мелкого заполнителя.....	186

Раздел VI. Механика грунтов, основания и фундаменты

Alhassan, M. Ph.D.

Design and construction of shallow foundations for low-rise residential buildings in Nigeria..... 198

Аль-Робай Али А. А., Саадун Сура А.

О давлении под подошвой фундаментов сооружений на покровной толще аллювиальных отложений..... 206

Аль-Робай Али А.А., Саадун Сура А.

Study and analysis of the types of foundations used in central Irak (Mesopotamia)..... 211

Аль-Робай АЛИ А. А., Саадун Сура А.

Сейсмичность Ирака и устойчивость грунтовых оснований сооружений 216

Раздел VII. Реконструкция зданий и сооружений

Босовец Ф.П., Ловыгин А.Н.

К вопросу устройства фундаментов под машины..... 221

Босовец Ф.П., Ловыгин А.Н., Елец А.Н.

К вопросу о технической эксплуатации производственных зданий и о характере образования дефектов..... 225

Будыко Н.С.

Из истории разрушений готических храмов..... 232

Васильев А.А.

К вопросу оценки технического состояния железобетонных элементов на основе индикаторного метода..... 238

Зверев В.Ф., Пелюшкевич А.И., Казаченко Н.Я.

Техническое состояние строительных конструкций незавершенного строительством административного здания по ул. Немига, 14 в г. Минске..... 248

Шилов А.Е., Делендик С.Н.

Оценка технического состояния строительных конструкций силосного склада цемента ОАО «Солигорский ДСК» в связи с модернизацией..... 256

**РАЗДЕЛ V. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И
КОНСТРУКЦИЙ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 666:972.69;693.547.34

**О ПРОИЗВОДСТВЕННОЙ АПРОБАЦИИ НОВОЙ
ХИМИЧЕСКОЙ ДОБАВКИ, СОДЕРЖАЩЕЙ
УГЛЕРОДНЫЙ НАНОМАТЕРИАЛ**

ШЕЙДА О.Ю., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Совершенствование химических добавок, применяемых в строительной отрасли для снижения трудовых, энергетических затрат и повышение качественных характеристик бетона, представляет собой актуальную и не теряющую со временем практической значимости задачу. Развитие в последние годы технологии получения ультрадисперсных наноматериалов и, в частности, углеродных наноматериалов (УНМ) в Беларуси [1-3], понижение стоимости их производства поставило на повестку дня необходимость перехода от изучения их свойств к практическому применению [4-10]. Особенностью влияния УНМ на «цементные системы» является их эффективность при малых дозировках, соответствующих 0,0005...0,05 % от массы цемента. Решая проблему введения в бетон малых количеств твердофазного порошкообразного вещества установили, что одним из наиболее рациональных вариантов является совмещение их с иными химически активными веществами, поверхность которых «заряжена» отрицательно и способна адсорбционно удерживать

живать вещество УНМ и, при контакте с водой, равномерно распределять его в объеме жидкости и приготавливаемого бетона. Введенное таким образом в бетон вещество УНМ будет дополнять эффективность добавки собственно проявляемым эффектом роста прочности цементного камня и бетона [5, 8-10]. В итоге была разработана, прошла установленную процедуру утверждения и освоен выпуск добавки для цементных бетонов и растворов с комплексным пластифицирующим и ускоряющим твердение эффектом: «УКД-1», содержащая в составе отечественный углеродный наноматериал.

Характеристика добавки.

Комплексная добавка для бетона «УКД-1» (ТС 01.2093.14) – пластифицирующая добавка I группы, ускоряющая твердение, применяемая для приготовления бетонных смесей, предназначенных для изготовления бетонных и железобетонных изделий и конструкций, вяжущими для приготовления которых являются цементы на основе портландцементного клинкера (таблица 1).

Применение добавки способствует повышению водонепроницаемости и морозостойкости бетона на одну или две марки в зависимости от дозировки и обеспечивает снижение энергозатрат на твердение бетона за счет реализации беспрогревной (без подвода тепла от внешних источников) и малоэнергоёмкой (с кратковременным подводом тепла и разогревом бетона до 35...50°С) технологией. Эти эффекты обеспечиваются комплексным воздействием на цементный бетон, включающем снижение водосодержания за счет пластифицирующего компонента и ускоренный рост прочности бетона под влиянием ускоряющего твердение компонента, усиленного действием УНМ [8, 9].

Таблица 1

Технические характеристики добавки «УКД-1»

Наименование показателя	Норма
Внешний вид	Мелкозернистый порошок светло-коричневого цвета
Массовая доля сухого вещества, %	99,6
Водородный показатель 15%-го водного раствора добавки, един. рН	6,8
Насыпная плотность	904
Содержание хлор-ионов, %	0,041

Продолжение таблицы 1

Удельная активность естественных радионуклидов, Бк/кг	26,6+13,3	
Эффективность пластифицирующих свойств добавки. Вид добавки по СТБ 1112	Пластификатор Группы	
1. Подвижность бетонной смеси после приготовления (ОК), см: - контрольный состав - основной состав (В=const) -основной состав через 45 мин. (В=const)	Дозировка	
	0,7 %	1,5 %
	4,0 (П1) 22,0 (П5)	4,0 (П1) 24,0 (П5)
	16,0 (П4)	18,0 (П4)
2. Прочность бетона на сжатие, твердеющего в течение 28 суток в нормально-влажностных условиях, МПа: - контрольный состав - основной состав (В=const)	32,6 32,6	32,6 32,7
	3. Снижение прочности бетона основного состава, % Снижения нет	
Эффективность добавки, ускоряющей твердение бетона.	Дозировка	
	0,7 %	1,5 %
1. Прочность бетона на сжатие, твердеющего в течение 28 суток в нормально-влажностных условиях, МПа: - контрольный состав - основной состав (ОК=const)	32,6 35,3	32,6 36,5
	2. Прочность бетона на сжатие, твердеющего в течение 1 суток в нормально-влажностных условиях, МПа: - контрольный состав - основной состав (ОК=const)	6,9 8,4
3. Прочность бетона на сжатие, твердеющего в течение 2 суток при температуре 5 °С, МПа: - контрольный состав - основной состав (ОК=const)		6,0 8,0
	4. Увеличение прочности на сжатие бетона с добавкой, твердевшего, %: - в течение 28 суток в нормально-влажностных условиях - в течение 1суток в нормально-влажностных условиях - в течение 2 суток в нормально-влажностных условиях	108,3
21,7		24,6
33,3		36,7

Окончание таблицы 1

Марка бетона по водонепроницаемости: - контрольный состав - основной состав (OK=const)	W4 W6	W4 W8
Повышение марки бетона по водонепроницаемости, разы	На одну марку	На две марки
Марка бетона по морозостойкости (потеря прочности, %): - контрольный состав - основной состав (B=const)	F100(4,7) F150(3,8)	F100(4,7) F200(4,5)
Повышение марки бетона по морозостойкости, разы	На одну марку	На две марки
Образование высолов на поверхности бетона с добавкой	Высолы на поверхности образцов отсутствуют	
Характеристика коррозионного состояния арматурной стали в бетоне	Устойчивое пассивное состояние	

В настоящей статье частично представлены данные о результатах производственной апробации эффективности добавки «УКД-1» при изготовлении сборных железобетонных изделий и монолитных конструкций, выполненной на ряде предприятий (организаций) Беларуси. В качестве примера взяты результаты, полученные на ОП «Стройпрогресс» ОАО «МАПИД», г. Минск и ОАО «Стройтрест № 12», г. Могилев.

Оценка эффективности при заводском производстве железобетонных изделий

Условия проведения производственных испытаний. Авторами совместно с технологическими службами завода проведены производственные испытания (в период февраля-марта 2014 г.) комплексной пластифицирующе-ускоряющей твердение бетона добавки «УКД-1» при производстве железобетонных изделий: внутренних стен (изготовление в многоместных стенд-кассетах), наружных стеновых панелей (конвейерное производство).

Производственные испытания произведены при введении в бетон на стадии приготовления смеси апробируемой добавки «УКД-1» (РБ) в виде водного раствора ~ 10% концентрации в дозировке ~ 0,7% (для кассет) и ~ 0,5% (для конвейера) от массы цемента (МЦ) по сухому веществу.

После формирования изделия подвергали тепловой обработке по сокращенному (рекомендуется для добавки «УКД-1») и практикуемому предприятием режимам (указаны далее).

Параллельно контрольные образцы (100x100x100 мм) бетона класса С 16/20 (ОК ~12 см) без добавки и с 0,7% «УКД-1» подвергли тепловой обработке в лабораторной ямной камере по рекомендуемому для бетона с добавкой «УКД-1», режиму, включающему разогрев бетона до $t \sim 40...50^\circ \text{C}$ с последующим твердением по методу «термоса» (без подвода тепла).

Бетон готовили на цементе ОАО «Кричевцементношифер» марки: ПЦ М500 Д20, 2-ой группы эффективности; ОАО «БЦЗ» марки: М500 Д20, 1-ой группы эффективности.

Заполнители: щебень гранитный фр. 5...20 мм; песок природный с Мк ~2,6...2,7.

Составы бетона (класс С 16/20) при испытаниях не изменяли; удобоукладываемость смесей характеризовалась осадкой конуса ОК ~ 8...13 см для кассет и ОК ~ 4...6 см при изготовлении изделий на конвейере.

Данные испытаний в лаборатории завода. Режим тепловой обработки в лабораторной камере (состав бетона для кассет; С 16/20) соответствовал: предварительная выдержка 1,5...2,0 ч, подъем температуры до $t = 40^\circ \text{C}$ за 2 часа и последующее твердение в камере без подвода пара до 7^{00} следующего дня (т.е. при общей продолжительности ~ 15 ч). Данные о прочности бетона контрольных образцов приведены в таблице 2.

Таблица 2

Прочность бетона состава для кассет при твердении в лабораторной камере

Класс бетона	Вид добавки, расход на 1м ³ бетона	Осадка конуса, см	Прочность бетона на сжатие, МПа, %:	
			Требуемая для класса С 16/20	Фактическое после «ГО»
С 16/20	Без добавки	8...10	25,7 (100%)	15,2(59%)
С 16/20	«УКД-1», 0,7 % МЦ; 2,73 кг	8...13	25,7 (100%)	25,5(100%)

Данные по кассетному производству (внутренние стеновые панели) приведены в таблицах 3 и 4.

Таблица 3

Режимы тепловой обработки в кассетах

Режим:	Предварительная выдержка, ч	Подъем температуры за время, ч, до 0 °С	Изотермический прогрев	Общая продолжительность подачи пара, ч
1. Исходный заводской	до 4 ч.	2 ч. до 75 °С	5 ч.	7
2. Предлагаемый №1 (зимний)	до 2...4 ч.	2 ч до (40...50) °С	-	2
3. Предлагаемый №2 (летний)	до 1...2 ч.	1 ч до 40 °С	-	1

Таблица 4

Характеристика результатов по кассетному производству
(при твердении контрольных образцов в формах, размещенных на верху кассеты)

Класс бетона	Вид добавки, расход на 1м ³ бетона	Осадка конуса, см	Прочность бетона на сжатие, МПа, (%):			
			Требуемая	Фактическое после «ТО»		
				горячие	остывшие	3 сут 28 сут
С 16/20	Без добавки	8...10	25,7 (100)	-	-	21,6 (84)
С 16/20	«УКД-1», 0,7 % МЦ	8...13*	25,7 (100)	14,3 (56)	16,5 (64)	26,9 (105)
С** 16/20	«УКД-1», 0,7 % МЦ	8...13*	25,7 (100)	-	29,0 (128)	-

* При введении добавки «УКД-1» расход воды затворения для равноподвижной смеси уменьшали на ~ (10...16%).

** Образцы в формах твердели на верху лабораторной камеры под гидроизоляцией (полиэтиленовая пленка) и с утеплением поверхности.

Данные по конвейерному производству (наружные стеновые панели). Режим тепловой обработки на конвейерной линии (без изменений при введении добавки «УКД-1»):

- предварительная выдержка - 6...7 ч;
- подъем температуры и изотермия при $t \sim 40...450$ С - 8...10 ч;
- остывание - 10...13 ч;
- общая продолжительность ~ 30 ч.

Данные по прочности бетона приведены в таблице 5.

Таблица 5

Характеристика результатов по конвейерному производству

Класс бетона	Осадка конуса, см	Вид добавки, расход на 1м3 бетона	Прочность бетона, МПа (%) после ТО
C25/30	6	0,5 % «УКД-1»; 1,95 кг	36,9 (96%)
C25/30	5	0,7 % «УКД-1»; 2,73 кг	36,2 (94%)
C25/30	4	0,8% (гиперпласт); 3,12 кг*	42,6 (110%)

* По жидкому веществу 32% -ой концентрации добавки «Бетопласт СМ».

Выводы по результатам производственной апробации добавки «УКД-1» на ОП «Стройпрогресс».

- Добавка «УКД-1» соответствует заявленным функциональным свойствам ускоряющей твердение бетона добавки с пластифицирующим эффектом по эффективности в бетоне, выраженной в уменьшении расхода воды для равноподвижной смеси на ~ 10...16% и в обеспечении его прочности после рекомендуемой тепловой обработки более 90% от проектной.

- Подтвержден рекомендуемый малоэнергоемкий режим тепловой обработки изделий в кассетах, включающий подъем температуры до ~ 50 градусов за период времени ~ 2 часа при последующем твердении бетона без подвода тепла (горячий термос) в течении 10...12ч. при дозировке добавки «УКД-1» в 0,7% от массы цемента.

- В условиях действующего в зимней период на предприятии конвейерного производства прочность бетона $\geq 90\%$ от проектной обеспечивается дозировкой добавки «УКД-1» в 0,5% от массы цемента при относительных затратах на добавку «УКД-1» в расчете на 1 м³ бетона в 2 раза ниже, чем на добавку «гиперпластификатора» - «Бетопласт-СМ».

Апробация в условиях строительной площадки при ведении работ монолитным способом

Авторами совместно с технологическими службами ОАО «Стройтрест № 12» г. Могилева проведены (в период с апреля 2013 по апрель 2014 г.г.) производственные испытания комплексной пластифицирующе-ускоряющей твердение бетона добавки «УКД-1» при получении бетона расчетных составов и устройстве лестничных маршей, перекрытий над лестничной клеткой и диафрагм жесткости (объект – торговый центр «Лифтовый»).

Производственные испытания произведены в варианте сравнения: в равных дозировках по массе цемента в бетон вводили используемые на предприятии добавки суперпластификатора (добавка I-ой группы) «Полипласт СП-1» и «Криопласт СП 15-1» и апробируемую добавку «УКД-1».

После формирования образцы (100x100x100 мм) первой серии испытаний (апрель–май 2013 г.), твердели в помещении лаборатории треста в естественных условиях (средняя температура ~ 10 °С); второй серии (лестничные марши и диафрагма жесткости; период с января по апрель 2014 г.) – с обогревом греющими проводами и третьей серии (перекрытия лестничной клетки) – в естественных условиях.

Составы бетона (класс С20/25) при испытаниях не изменяли; удобоукладываемость смесей характеризовалась маркой «ПЗ» (осадкой конуса ОК ~ 10...15 см). Результаты испытаний приведены в таблицах 6, 7.

Таблица 6

Прочность бетона при испытаниях в лаборатории треста

Класс бетона	Вид и дозировка добавки	Прочность бетона на сжатие, МПа, через сутки			
		1 сут	2 сут	7сут	28 сут
С 20/25	«Полипласт СП-1» 0,7 % МЦ*	3,3	10,7	22,4	32,2
С 20/25	«УКД-1», 0,7 % МЦ	5,3	14,5	28,1	42,7

*в пересчете на сухое вещество

Таблица 7

Прочность бетона при ведении работ монолитным способом

Класс бетона	Вид и дозировка добавки	Прочность бетона, МПа, (% от проектной), через сутки:		
		1	3*	5
С 20/25	«Криопласт СП15-1» 0,7 % МЦ	–	17,0*	25,5 (80%)**
С 20/25	«УКД-1», 0,7 % МЦ	7,5	24,0*	33,8 (105%)**

* данные в 3 сут. относятся к бетону перекрытия над лестничной клеткой, который твердел без прогрева (воздушно-сухие условия при положительной температуре среды);

** в % от проектной прочности в 28 сут.

Выводы по результатам производственной апробации добавки «УКД-1» на ОАО «Стройтрест № 12»:

- Добавка «УКД-1» соответствует заявленным функциональным свойствам ускоряющей твердение бетона добавки с пластифицирующим эффектом, и по эффективности в бетоне, выраженной в обеспечении его прочности и формуемости бетонной смеси, не уступает добавкам первой группы – суперпластификаторам, применяемым ОАО «Стройтрест № 12».

- С учетом подтверждения эффективности, полученной в производственных условиях, добавка «УКД-1» может быть рекомендована к применению при ведении бетонных работ в монолитном строительстве.

- Экономическая эффективность добавки «УКД-1» складывается из ее стоимости для потребителей (10,3 млн. руб./т без НДС) при стоимости добавки «Криопласт СП15-1» – 11,25 млн. руб./т без НДС, в пересчете на сухое вещество), а также из ускорения оборота опалубок и уменьшения расхода энергии на прогрев бетона с учетом более высокого темпа роста его прочности.

- Необходимо отметить, что при общей эффективности добавки «УКД-1» работа с ней, как с сухим порошкообразным веществом, сложнее, чем с жидкими добавками «Полипласт» и «Криопласт», т.к. требует предварительного приготовления ее раствора.

Общие рекомендации по применению добавки «УКД-1» в бетоне и железобетоне

Область применения. Углеродосодержащая комплексная добавка в бетон (УКД-1) – трехкомпонентное вещество, в состав которого входят ускоряющий твердение, пластифицирующий компоненты и структурирующая присадка углеродного наноматериала, в бетоне (растворе) и железобетоне (обычное и преднапряженное армирование) применяется без ограничений. Рекомендуемые дозировки: 0,5...0,7% от массы цемента (МЦ) – летний период работ; 0,7...1% - зимний период, в расчете на сухое вещество. Общий рекомендуемый предел дозирования – до 1,5% от МЦ.

Эффективность добавки обеспечивается за счет снижения энергозатрат на прогрев бетона (изделий, конструкций), повышение темпа роста его прочности в ранний период и в проектном возрасте.

Возможно 5...10% -ое снижение расхода цемента при условии сохранения равной прочности.

Снижение водосодержания бетона для равноподвижных смесей составляет 15...25% (большее - при дозировке 1...1,5% от МЦ).

Рекомендуемые режимы твердения для обеспечения 70...80% -ой прочности от проектной соответствуют: предварительная выдержка (применяемая для бетона без добавок), подъем температуры до 40...50°C (для цемента 1-ой и 2-ой групп эффективности (либо «R» или «N» маркировок, соответственно) и последующие твердение (≥ 10 ч) по методу «термоса» в тепловом агрегате (опалубке) без подвода тепла.

Рекомендуется плавный подъем температуры до указанного уровня за 2...3 часа подвода тепла; допускается подъем её за 1...1,5 часа (на пример, в кассетах и т.п.).

Для обеспечения 90...100% -ой прочности после прогрева рекомендуется 1...2 часовая изотермическая выдержка при указанной температуре или повышение температуры разогрева бетона на $\sim 10^\circ$ С при соответствующем увеличении времени подъема температуры.

Конкретные режимы для конкретных условий ведения работ и решения требуемых задач отрабатываются технологическими службами на основе приведенных общих рекомендаций.

Растворение добавки. Перед загрузкой (всыпанием) добавки (расход по таблице 8) следует привести воду (подогретую до 25...40°C) в режим интенсивной циркуляции по всему объему емкости перемешиванием механически (лопастной мешалкой, например) или подачей сжатого воздуха (пара).

Вводить добавку в воду следует умеренным расходом её вещества в единицу времени через сетку с ячейкой 5...10 мм, распределяя вещество равномерно по площади сетки (горловины ёмкости).

Хранение раствора может осуществляться «без», с периодическим или постоянным перемешиванием малой интенсивности. Продолжительность хранения не ограничена, если поддерживается температурный режим, установленный для раствора принятой концентрации по таблице 8. Перед использованием раствор следует перемешать.

Таблица 8

Требуемое количество "УКД-1" и характеристики раствора

Концентрация раствора %		5	7	10	14	15
Количество добавки "УКД-1" в г:	на 1 кг р-ра	50	70	100	140	150
	на 1 л воды	53	75	111	162	175
Плотность раствора кг/л, при t~20°C		1,035... 1,036	1,051... 1,054	1,075... 1,78	1,107... 1,111	1,116... 1,119
Критическая температура раствора данной концентрации*		5	6	10	15	15

* Может образовываться осадок, который растворяется свежей порцией воды (с перемешиванием).

Введение в бетон осуществляют принятым на предприятии способом, дозируя раствор добавки либо специальным дозатором (по весу или объему), либо дозатором воды до дозирования воды затворения.

В рекомендованных дозировках добавка «УКД-1» не оказывает существенного влияния на процесс схватывания. Особенностью «действия» добавки является усиление эффекта временно наблюдаемого разжижения (тиксотропии) бетона при механическом воздействии (например, вибрировании). Это следует учитывать при формировании немедленно «распалубливаемых» изделий (конструкций), путем снижения расхода воды с подбором необходимой консистенции бетонной смеси для конкретных условий формирования заводскими (строительными) лабораториями.

Заключение. Результаты производственной апробации добавки «УКД-1», выполненной к настоящему времени на предприятиях г.г. Минска, Могилева, Баранович, Борисова, Фаниполя, подтвердили ее высокую техническую и экономическую эффективность. Основу эффективности составляют снижение энергетических затрат на ускорение твердения бетона и высокий темп набора прочности. Это обеспечивает ускоренный оборот форм и опалубок как в вари-

анте малоэнергоемкой (с разогревом бетона), так и беспрогревной (без подвода тепла) технологий изготовления сборных изделий и возведения (устройства) монолитных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Zhdanok S.A. et al. Fifth ISTC Scientific Advisory Committee Seminar «Nanotechnologies in the area of physics, chemistry and biotechnology». St Petersburg, Russia, 27 – 29 May, 2002.

2. Жданок С.А., Крауклис А.В., Самцов П.П., Волжанкин В.М. Установка для получения углеродных наноматериалов. Пат. 2839.

3. Жданок С.А. и др. Плазмохимический реактор конверсии углеводов в электрическом разряде. Пат. 3125.

4. Батяновский Э.И., Рябчиков П.В. Направления исследований эффективности графитных наноматериалов в тяжелом бетоне. Перспективы развития новых технологий в стр-ве и подготовке инж. кадров Республики Беларусь. Сборник трудов XV Межд. науч.-метод. семинара. Новополоцк ПГУ 27-28 ноября 2008. Том 2.

5. Батяновский Э.И., Рябчиков П.В., Якимович В.Д. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента. XVI Межд. науч.-метод. Семинара/ Под общ. Ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – ч. 2. – С. 136.

6. Батяновский Э.И., Рябчиков П.В., Якимович В.Д. Нанотехнология и углеродные наноматериалы в строительном материаловедении. Журнал «Строительная наука и техника», № 3, 2009. – С. 22-29.

7. Жданок С.А., Хрусталеv Б.М., Батяновский Э.И., Леонович С.Н. Нанотехнологии в строительном материаловедении: реальность и перспективы. Журнал «Вестник БНТУ» № 3, 2009. – С. 5-22.

8. Батяновский Э.И., Крауклис А.В., Самцов Петр П., Рябчиков П.В., Самцов Павел П. Влияние углеродных наноматериалов на свойства цемента и цементного камня. Научно-технический журнал «Строительная наука и техника». - №1-2(28-29). – 2010. – С.3-10.

9. Батяновский Э.И., Якимович В.Д., Рябчиков П.В. Особенности технологии высокопрочного бетона на отечественных материалах, включая наноуглеродные добавки. Сборник материалов III международного симпозиума «Проблемы современного бетона и железобетона». – Минск, РУП «БелНИИС». – 2011-С.53-68.(Т.2).

10. Батяновский Э.И., Галузо Г.С., Мордич М.М. Особенности применения углеродных наноматериалов в конструкционно-теплоизоляционных пенобетонах. Сборник материалов Девятой международной научно-технической конференции «Наука - образованию, производству, экономике». – Минск, БНТУ. – 2011-С.272-273.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 691.32:620.1

**ОСОБЕННОСТИ ОЦЕНКИ ПРОЧНОСТИ НА СЖАТИЕ
БЕТОНА ВИБРОПРЕССОВАННЫХ МЕЛКОШТУЧНЫХ
ИЗДЕЛИЙ**

БОНДАРОВИЧ А.И., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение. Методика стандартизированных испытаний при определении прочности бетона на сжатие и изгиб применительно к мелкоштучным вибропрессованным изделиям (тротуарным плитам, бортовому камню) предложена в 1999 году и введена в действие по СТБ 1152-99 [1]. Прошедшие годы пользования стандартом показали, что, с одной стороны, появилось однообразие в оценке прочности бетона вибропрессованных изделий на основе единой для всех методики, а с другой – выявилось ее несовершенство в части определения переходного коэффициента от испытаний специально изготовленных образцов-кубов (по ГОСТ 10180 или ГОСТ 28570) или базовых образцов и «небазовых» образцов в виде изделий или их фрагментов (для бортового камня, например). Настоящие исследования преследовали цель уточнения границ применимости действующего метода испытаний и, при необходимости, предложить соответствующие коррективы в СТБ 1152-99.

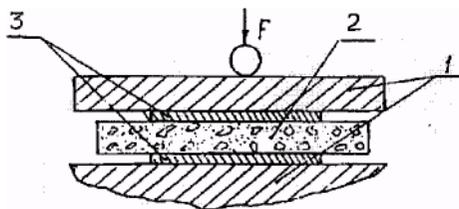
Следует отметить, что отраженная в СТБ 1152-99 возможность определения не только прочности на сжатие бетона, но и его проч-

ности на растяжение при изгибе фактически не применяется на практике. Оценка прочности на соответствие классу бетона осуществляются по СТБ 1544-2005, согласно которому нормируется только прочность бетона на сжатие. Поэтому исследования, результаты которых приведены в настоящей статье, были ориентированы на контроль прочности бетона на сжатие.

Изготовление и порядок отбора образцов. Контрольными образцами для испытаний могут быть изделия из вибропрессованного бетона, стандартные образцы, выпиленные (выбуренные) из этих изделий по ГОСТ 28570, а также образцы по ГОСТ 10180, изготовленные из бетонной смеси, состав которой, жесткость и технология изготовления образцов соответствуют фактическим параметрам бетонной смеси, используемой для изготовления изделий.

Необходимо обратить внимание на то, что допускаемое по ГОСТ 10180 и СТБ 1152-99 отклонение средней плотности бетона на величину до 50 кг/м^3 для вибропрессованных изделий чрезмерно велико. По отношению к структуре тяжелого бетона с примерной средней плотностью в 2400 кг/м^3 это соответствует $\sim 2 \%$ -му изменению водопоглощения, а для мелкозернистого вибропрессованного бетона (с примерной средней плотностью 2250 кг/м^3) составит: $50 : 2250 \times 100 \sim 2,22 \%$, что (при снижении средней плотности) будет сопровождаться недопустимым снижением морозостойкости бетона. Поэтому на основании результатов настоящих исследований, частично представленных в данной статье, внесено изменение указанного положения стандарта с допускаемым отклонением средней плотности бетона изготавливаемых образцов $\pm 25 \text{ кг/м}^3$ от средней плотности бетона в изделиях, что соответственно понижает допускаемое отклонение водопоглощения до $\sim 1 \%$. Одновременно существенно снижается влияние измененной структуры бетона на его прочность, проницаемость и морозостойкость.

Подготовка образцов к испытаниям и условия их проведения соответствовали ГОСТ 10180 и ГОСТ 26433.1, а проведение испытаний при определении прочности бетона соответствовали ГОСТ 10180. На рисунке 1 приведена схема испытания образцов бетона на сжатие с использованием стальных пластин по СТБ 1152-99 (размеры в плане: 70×70 ; 100×100 и 150×150 мм).



1 – нагруженная плита испытательной машины; 2 – испытуемая плита;
3 – стальные пластины

Рис. 1. Схема испытания плит

Результаты определения показателя прочности бетона на сжатие в зависимости от разных факторов

Общая методика и образцы бетона для испытаний. В настоящих исследованиях использовали как изготовленные образцы, так и изделия из цементно-песчаного бетона ($\rho = 500 \text{ кг/м}^3$) и бетона со щебнем ($\rho = 450 \text{ кг/м}^3$) гранитным при водоцементном отношении В/Ц $\sim 0,33 \dots 0,36$ и $0,36 \dots 0,40$, соответственно, при показателе жесткости $J \sim 15 \dots 25 \text{ с}$, что соответствует производственным составам предприятий-производителей элементов благоустройства. Образцы бетона уплотняли на виброплощадке со стандартными параметрами ($A = 0,5 \text{ мм}$; $f \approx 50 \text{ Гц}$) в течение времени и под пригрузом, обеспечивающим получение расчетного качества или степени его уплотнения. Последнюю оценивали по средней плотности свежотформованного бетона, принятую не ниже для цементно-песчаного бетона – 2250 кг/м^3 , а для бетона со щебнем – 2350 кг/м^3 .

Целью настоящих исследований было выявление закономерностей влияния типоразмеров и конфигурации образцов (изделий), размеров испытательных пластин и места приложения передаваемой через них нагрузки на значение прочности на сжатие и выработка рекомендаций для осуществления таких испытаний.

В соответствии с этой целью подвергли испытаниям на сжатие серии образцов, специально изготовленных с различной высотой слоя формируемого бетона (30...150 мм), а также натуральные серийно изготавливаемые предприятиями (на базе ОАО Минскжелезобетон и завода железобетонных изделий УДМСиб Мингорисполкома) тротуарные плиты и бортовой камень различных типоразмеров и конфигурации.

Влияние высоты образцов на прочность бетона. Известно, что с уменьшением сечения и высоты образца относительное значение сил трения-сцепления с плитами пресса возрастает и проявляется в росте ограничения поперечных деформаций бетона образца при нагружении. В результате для одинаковых нагрузок при меньших типоразмерах образцов их деформации в поперечном направлении ниже, чем в больших по размерам. Для равных деформаций требуется увеличение нагрузки. Это положение, относящееся к масштабному коэффициенту и масштабному фактору при испытании бетона в целом, не вызывает сомнений и полностью соответствует ситуации, когда образцы для испытаний подготовлены по стандартным размерам. Однако в практике вибропрессованного бетона не всегда возможно изготовить образцы в полном соответствии с условиями формования изделий. Кроме того, зачастую (особенно в спорных вопросах) необходимо определять прочность бетона в изделиях. Причем эти изделия могут характеризоваться нестандартной конфигурацией и типоразмерами (в плане и по высоте). Учитывая эти обстоятельства, а также недостаточность конкретной информации о влиянии масштабного фактора при нестандартных ситуациях испытаний бетона на прочность была выполнена серия экспериментов, с изменением высоты испытываемых образцов (изготовленных и в виде изделий) в диапазоне: 30, 50, 60, 80, 100, 150 мм, испытанных при прочих равных условиях (размер пластин – 100×100 мм).

Из полученных данных по специально изготовленным образцам следует однозначно выраженная зависимость прочности бетона на сжатие от их высоты при равенстве во всех случаях площади поперечного сечения, равной в анализируемых сериях образцов: $F = 100 \text{ см}^2$.

Так, если принять за 100 % относительную прочность образцов высотой базового стандартного размера, равно 15 см, то относительная прочность бетона при иной высоте образца составила: для $h = 10 \text{ см} \sim 102,5 \%$; для $h = 8 \text{ см} \sim 114 \%$; для $h = 6 \text{ см} \sim 119 \%$; для $h = 5 \text{ см} \sim 138 \%$ и для $h = 3 \text{ см} \sim 173 \%$.

Общая тенденция зависимости показателя прочности бетона от высоты образца соблюдается и при испытании образцов в виде изделий. Испытания осуществлены на фрагментах бортовых камней (Бр 100.30.15, высота слоя бетона при испытании – 15 см;

БРТ 100.20.8, высота – 8 см) и тротуарных плитах: П20.10.8МА (высота – 8 см) и П20.10.6МА (высота – 6 см). Установлено соответствие общей тенденции, заключающейся в росте значений прочности, определенной во всех случаях при сжатии по равной площади (пластины размерами 100×100 мм), с уменьшением высоты слоя «сжимаемого» бетона. Отметим, что при испытании изделий пластины располагали по углу образца (заподлицо кромок пластин и граней образцов, образующих прямой угол).

Влияние типоразмера (площади) испытательных пластин. Анализ полученных данных по группам изделий равной толщины (в частности, для разнообразных плит номинальной толщины слоя (высотой) бетона 8 см и 6 см) показывает следующее.

Для плит тротуарных высотой в 8 см среднее значение прочности составило для пластин 7×7 (49 см²) – 33,2 МПа и для пластин 10×10 (100 см²) – 34,8 МПа.

Для плит тротуарных высотой в 6 см среднее значение прочности составило для пластин 7×7 (49 см²) – 39,9 МПа и для 10×10 (100 см²) – 44,8 МПа.

Для бетона бортового камня тротуарного (высота слоя испытываемого бетона – 8 см) при пластинах 7×7 (49 см²) – среднее значение прочности равнялось 39,4 МПа и для пластин 10×10 (100 см²) – 41,6 МПа.

Необходимо отметить общую тенденцию некоторого снижения показателя прочности бетона для пластин меньшего типоразмера в сравнении с данными по пластинам 10×10 см, которые в этом случае (высота испытываемого слоя бетона > 71 мм) следовало применять по СТБ 1052-99.

Очевидно, это косвенно связано с изменением соотношения между площадью приложения нагрузки и высотой слоя испытываемого бетона. Так, с уменьшением площади пластины со 100 см² (10×10 см) до 49 см² (7×7 см) при равной высоте испытываемого изделия относительное соотношение: высота образца / размер (площадь) поперечного сечения зоны сжатия, возрастает. То есть, проявляется фактор роста высоты образца. Кроме этого, с уменьшением площади приложения нагрузки при уменьшении типоразмера пластин одновременно уменьшается длина их периметра. В результате снижается объем бетона, вовлеченного в совместную «работу» с пластинами по их кромке и подверженный «сжатию-срезу», что

также отражается в снижении показателя прочности бетона при сжатии через пластины меньшего типоразмера.

Таким образом, на основании изложенного следует признать целесообразной градацию размеров испытательных пластин в зависимости от типоразмеров и, особенно, высоты испытываемых изделий. В данном отношении подход, отраженный в СТБ 1152-99 имеет физическое обоснование и целесообразен с позиций достоверного определения прочности бетона на сжатие в изделиях или по их фрагментам.

Влияние размеров образцов в плане (ширина, длина, конфигурация) на показатель прочности бетона. При оценке прочности бетона в образцах-изделиях вынужденно приходится иметь дело с образцами разнообразной конфигурации. При этом форма образцов-изделий может быть как близкой к стандартизированным типоразмерам, так и существенно отличаться от них.

В настоящих исследованиях были выполнены испытания образцов-изделий основных типов конфигурации в плане, выпускаемых предприятиями г. Минска, с определением прочности бетона на сжатие в соответствии с СТБ 1152-99 при 3-х типоразмерах испытательных пластин 7×7 см (49 см²), 10×10 см (100 см²) и 15×15 см (225 см²). Различные типоразмеры пластин использовали с целью максимального пополнения данных об их влиянии на прочность бетона на сжатие в дополнение к ранее приведенным.

Конфигурация образцов-плит в плане соответствовала прямоугольной, квадратной, треугольной, волнообразной; образцы бортового камня представлены фрагментами с размерами в плане ~ 20×100 см (при h = 8 см) и 50×30 см (при h = 15 см). Все образцы-изделия были испытаны в проектном (или превышающем проектный) возрасте.

Анализ результатов испытаний свидетельствует о том, что явно выраженной зависимости показателя прочности бетона на сжатие (определенной с помощью испытательных пластин) от изменения как конфигурации образцов, так и их типоразмеров в плане не выявлено.

Разброс значений прочности при ее определении с помощью пластин разной площади (типоразмера) на одинаковых образцах-изделиях подтверждает ранее установленную и приведенную в предыдущем разделе закономерность: при меньшем типоразмере

пластин и равенстве других условий (включая высоту слоя испытываемого бетона) показатель прочности ниже, чем при испытании с помощью пластин большего типоразмера.

Одновременно полученные данные подтверждают закономерное снижение показателя прочности бетона, определенной при прочих равных условиях, с ростом высоты испытываемых образцов-изделий (или высоты слоя испытываемого (сжимаемого) бетона).

Таким образом, основной вывод по данным экспериментов может быть сформулирован следующим образом: показатель прочности бетона определяется не конфигурацией или типоразмером изделия в плане, а толщиной испытываемого слоя бетона (высотой изделия) и типоразмером испытательных пластин при прочих равных условиях.

Прямые испытание изделий на сжатие. В таблице приведены данные, полученные в результате прямого определения прочности бетона на сжатие «образцов-изделий», из которых следует, что показатель прочности бетона образцов-плит и плитообразных образцов бортового камня (испытаны «плашмя», при $h = 8$ см) прямо зависит (при прочих равных условиях) от площади поперечного сечения и возрастает при снижении высоты слоя испытываемого бетона.

Разброс значений прочности бетона по образцам-плитам, изготовленным из бетона сопоставимых составов и номинальной прочности, для изделий «предприятия № 1» достиг: $(64,6 - 35,7)/35,7 \times 100 \sim 80 \%$, и для таких же изделий «предприятия № 2», примерно: $(64,4 - 41,3)/41,3 \times 100 \sim 55 \%$.

Показатель прочности бетона бортового камня, определенной сжатием фрагментов размерами $19,9 \times 12$ см в плане при высоте 8 см, составил 71,2 МПа, что на: $(71,2 - 39) : 39 \times 100 \sim 83 \%$, превышает номинальную контролируруемую прочность класса $C^{25}/_{30}$.

Таким образом, очевидно, что прямое определение прочности бетона путем испытания образцов-изделий (даже правильной геометрической формы, соответствующей прямоугольному параллелепипеду) практически невозможно, т.к. не обеспечивает достоверной оценки фактической прочности бетона в изделии.

Таблица 1

Результаты испытаний изделий на прочность бетона (среднее значение по 3-м образцам)

№ п/п	Вид образцов (конфигурация)	Размеры образцов $a \times b \times h$, см	Площадь поперечного сечения, см ²	Разрушающая нагрузка, кгс (кН)	Прочность бетона, МПа %
Предприятие № 1					
1	П20.10.8 МА	9,8*19,6*7,9	192	950	50,0
2	К10.10.8 МА	9,8*10,0*8,1	98	350	35,7
3	П16.11.8 МА	11,7*15,7*8,2	184	800	43,5
4	К15.8 МА	15,6*15,6*8,1	243	1250	51,4
5	К20.8 без 1/4	19,7*19,8*7,5	390	2350	60,2
6	Ф24.22.8	21,5*23,4*8,2	503	3250	64,6
7	П20.10.6 МЦкр А	9,8*19,8*6,1	194	1250	64,4
Предприятие № 2					
8	Ф20.16.8 МА	19,9*16,4/7,9	326	1550	47,5
9	П20.10.6 МА	19,8*9,8*6,0	194	1250	64,4
10	Треуг. с прямоуг. основ.	23,8/9,9*	476	3050	64,1
11	К20.8 МА	19,8*19,8*8,0	392	1620	41,3
12	БРТ100.20.8	19,9*12,0*8,0	239	1700	71,2

В этой связи подход определения прочности бетона на сжатие в изделия посредством использования испытательных пластин, через которые нагрузка передается на определенный участок бетона конструкции по некоторой установленной площади, является оправданным с позиций получения более достоверной информации о прочностных характеристиках бетона.

Следует отметить логичность градации типоразмеров испытательных пластин в привязке к стандартным типоразмерам образцов-кубов по ГОСТ 10180 для определения прочности бетона на сжатие по контрольным образцам, что делает «привычными» для пользователя проведение испытаний.

Вместе с этими положительными факторами следует отметить, что точность определения прочности бетона на сжатие посредством пластин в изделиях непосредственно зависит от соотношения: размер пластины - высота испытываемого изделия (слоя бетона).

Наибольшая точность и соответствие стандартному определению прочности на сжатие по образцам-кубам достигаются при равенстве размера стороны пластины и высоты слоя бетона (изделия). Во всех остальных случаях имеют место отклонения в определении прочности, с завышением ее величины при снижении высоты сжатого слоя бетона (изделия) относительно размера пластины и наоборот. Именно в этой связи, например, чешский стандарт-аналог (ČSN 736131-1) содержит требование «увеличения-снижения» размеров испытательных пластин (в плане) «в привязке» к изменению высоты слоя испытываемого бетона (изделия) на каждые 10 мм.

Обобщение результатов испытаний. Основываясь на результатах исследований можно сформулировать следующие общие выводы.

Прямые испытания вибропрессованных изделий или их фрагментов, включая такие, которые характеризуются правильной геометрической формой (прямоугольные параллелепипеды различных типоразмеров), дают искаженные результаты по прочности бетона на сжатие. В этой связи обоснован подход СТБ 1152-99 с определением прочности бетона на сжатие с помощью специальных испытательных пластин.

Установлено, что показатель прочности бетона при испытаниях на сжатие с помощью пластин непосредственно зависит от их типоразмера и, при прочих равных условиях, величина определяемой прочности будет возрастать с увеличением размера пластин.

Выявлено, что для одного и того же типоразмера пластин показатель прочности бетона на сжатие непосредственно зависит от высоты сжимаемого слоя бетона (изделия), снижаясь с ее ростом и наоборот, возрастая с уменьшением высоты слоя бетона (изделия). Установить четкое корреляционное отражение этой закономерности в рамках данной работы не представляется возможным - необходимы соответствующие исследования.

Определено, что величина прочности, определяемой путем сжатия с помощью пластин некоторых объемов бетона образцов-изделий, мало зависит от конфигурации последних в плане. Эта за-

висимость проявляется в связи с расположением пластин на поверхности изделий и показатель прочности может различаться, если пластины располагают, например, в углах образца-изделия (фрагмента) или по его центру. В последнем случае показатель прочности возрастает, т.к. играет роль «работа» кромки пластины: по ее периметру бетон сминается, фактически сопротивляясь в этих микроробъемах срезу, дополняя сопротивление сжатию.

Определяющим фактором зависимости показателя прочности бетона на сжатие от конфигурации и типоразмера образцов-изделий является их высота или высота сжимаемого слоя бетона.

В этой связи, чтобы полностью исключить влияние конфигурации изделий в плане на показатель прочности бетона, определяемой с помощью пластин, следует однозначно устанавливать место их расположения (всегда одно и то же) при определении поправочного коэффициента по СТБ 1152-99.

Обобщение экспериментальных данных показывает, что точность определения прочности бетона на сжатие в изделиях с помощью испытательных пластин наиболее высока при совпадении типоразмера пластин и высоты слоя испытываемого бетона (изделия), то есть для высоты ~ 7; 10 и 15 см. При отклонениях от этих типоразмеров по высоте слоя бетона проявляются эффекты «снижения-роста» показателя прочности, связанные как с высотой сжимаемого слоя бетона (изделия), так и с влиянием типоразмера пластин, о чем изложено ранее в данном пункте.

Выходом из этого положения (если не изменять СТБ 1152-99 и не вводить дополнительные типоразмеры испытательных пластин) является скрупулезное определение переходного коэффициента по диапазону выпускаемых предприятием изделий, отличающихся классом бетона, высотой (толщиной) изделий и их конфигурацией.

ЛИТЕРАТУРА

1. СТБ 1071-97* Плиты бетонные и железобетонные для тротуаров и дорог. Общие технические требования.
2. СТБ 1097-98 Камни бортовые бетонные и железобетонные. Технические условия.
3. СТБ 1152-99 Плиты тротуарные и камни бортовые бетонные вибропрессованные. Методы определения прочности и морозостойкости.

4. СТБ 1544-2005 Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия.
5. СТБ ЕН 1339-2007 Плиты бетонные. Требования и методы испытаний.
6. СТБ ЕН 1340-2007 Камни бордюрные бетонные. Требования и методы испытаний.
7. СТБ ЕН 1339-2007 Плиты бетонные. Требования и методы испытаний.
8. СТБ ЕН 1340-2007 Камни бортовые бетонные. Требования и методы испытаний.
9. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
10. ГОСТ 28570-90. Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 666.97

**МОРОЗОСТОЙКОСТЬ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ В ОБЛАСТИ
НИЗКИХ ВОДОЦЕМЕНТНЫХ ОТНОШЕНИЙ**

ГУЩИН С.В., ДРОЗД А.А., БАБИЦКИЙ В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Морозостойкость бетона – одна из важнейших характеристик бетона (цементного камня), определяющая в известной степени долговечность бетонных и железобетонных конструкций. Важно отметить, что несмотря на то, что это направление крупными учеными в области науки о бетоне (Шестоперов С.В., Горчаков Г.И., Дворкин Л.И., Пауэрс Т. и многие другие) исследуется десятилетиями, задача повышения и прогнозирования морозостойкости бетона в полном объеме так и не решена. Выявлено множество факторов, в той или иной степени влияющих на морозное разрушение бетона. Среди них в области традиционных водоцементных отношений бесспорна связь структурной плотности материала и его морозостойкости. Интерес представляет и морозостойкость бетона (цементного камня) с низким начальным водосодержанием. Технология «сухого формирования бетона», предусматривающая уплотнение сухих компонентов бетонной смеси (либо только вяжущего) с последующей пропиткой водой, предоставляет возможность технологам получать материал с аномально низкими водоцементными отношениями,

причем в «чистом виде», без учета влияния, например, пластифицирующих добавок.

Образцы-цилиндры из цементного камня высотой и диаметром 50 мм были изготовлены по пресс-вакуумной технологии:

прессование отвакуумированного бездобавочного цемента ОАО «Красносельскстройматериалы» марки 500 при прессующих давлениях 5, 10, 20 и 40 МПа с последующей пропиткой водой, подвергнутой предварительной вакуумной деаэрации. Это обеспечивало достижение водоцементных отношений 0,15; 0,16; 0,18 и 0,21.

Цилиндры твердели 28 суток в нормально-влажностных условиях, а затем проводили исследования скорости ультразвуковых колебаний (рис.1), изменения массы (рис. 2), а также деформаций образцов (рис. 3) в процессе циклического замораживания при температуре минус 50 °С и оттаивания при температуре плюс 20 °С. Измерения производились через каждые 10 циклов.

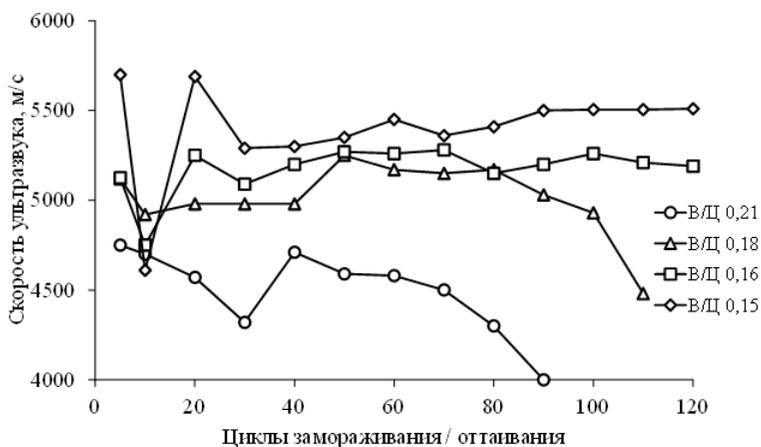


Рис. 1. Зависимость скорости ультразвука в образцах цементного камня от количества циклов замораживания / оттаивания

Предварительно было установлено соответствие ускоренных испытаний при -50°С и стандартных. Как оказалось, оно имеет прямолинейный характер. И, следовательно, величины предельных деформаций образцов (то есть деформаций, соответствующих и пределу морозостойкости), испытанных при температуре -50°С, позволили перейти к стандартным циклам замораживания / оттаивания.

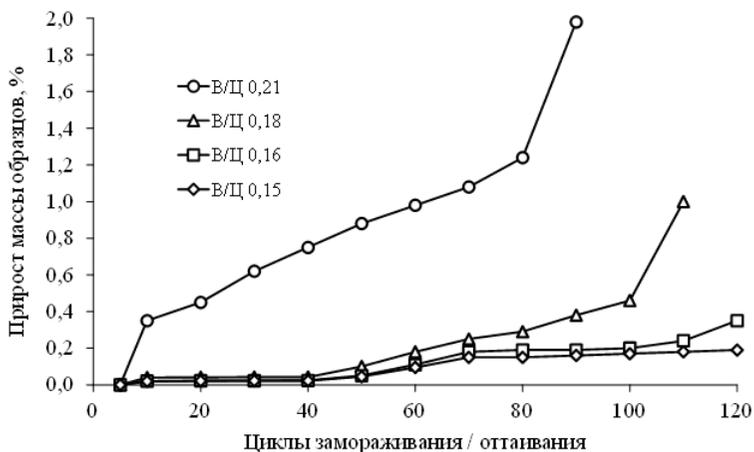


Рис. 2. Зависимость прироста массы образцов цементного камня от количества циклов замораживания / оттаивания

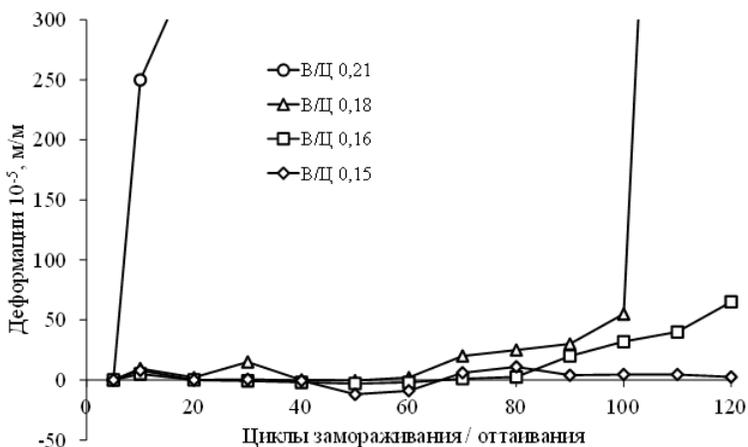


Рис. 3. Зависимость деформаций образцов цементного камня от количества циклов замораживания / оттаивания

Так, для цементного камня с начальным водоцементным отношением, равным 0,21, к 80 циклу деформации составляют около $200 \cdot 10^{-5}$ м/м, а к 70 циклу - $100 \cdot 10^{-5}$ м/м, что примерно соответствует предельным значениям. Таким образом, морозостойкость, пересчи-

танная на стандартные испытания, составляет 300...350 циклов замораживания-оттаивания.

С уменьшением начального водосодержания цементного теста до 0,18 соответственно увеличивается и морозостойкость цементного камня. Так, в соответствии с расчетами, деформация порядка $200 \cdot 10^{-5}$ м/м проявляется к 160 циклам ускоренных испытаний, что соответствует морозостойкости около 700 циклов. Что касается более плотного цементного камня, то деформации образцов с В/Ц, равным 0,16, к 160 циклам ускоренных испытаний составили $10 \cdot 10^{-5}$ м/м, а с В/Ц=0,15 – $2 \cdot 10^{-5}$ м/м. Таким образом, можно констатировать, что морозостойкость цементного камня с низким начальным водосодержанием существенно выше 700.

Интерес представляет кинетика изменения деформаций цементного камня. К первым 10 циклам для всех исследованных составов характерен рост значений деформаций, т. е. наступает первичное расшатывание структуры. Аналогичные результаты характерны и для графика (рис.1), отражающего скорость ультразвуковых колебаний – к десятому циклу скорость ультразвука в образцах с начальным В/Ц=0,15 падает на 22,9 %. Характерно, что для образцов с В/Ц=0,21 снижение скорости ультразвука составило лишь 1,2 %. Расшатывание структуры сопровождалось и увеличением массы образцов.

При дальнейших испытаниях образцы с относительно высоким начальным водосодержанием (В/Ц=0,21) продолжали последовательно наращивать деформации вплоть до 70 циклов замораживания, после чего наступил резкий подъем величины деформаций. Примерно соответствует этому и изменение скорости ультразвука – после некоторой стабилизации скорости около 4400-4700 м/с, к 70 циклу наступает резкое падение скорости. Для этого же периода характерно и явно проявляющееся изменение массы образцов – расшатывание структуры сопровождается образованием микродефектов, открывающих доступ для воды.

К 20 циклу испытаний объем образцов с В/Ц=0,15 и 0,16 полностью восстанавливается, т. е. деформации равны нулю. Скорость ультразвука также становится практически равной первоначальной. Интересно, что до 50 цикла увеличение деформаций сопровождается падением скорости ультразвука и наоборот. То есть, метод измерения скорости ультразвука является достаточно чувствительным

инструментом и при исследовании особо плотных образцов цементного камня и бетона. В дальнейшем деформации несколько стабилизируются.

К 100 циклу испытаний наступает резкое увеличение деформаций образцов с $V/C=0,18$, отмечается также скачкообразное падение скорости и лавинное нарастание массы образцов.

Известно, что капиллярная пористость определяет морозостойкость обычного бетона. Горчаков Г.И. получил для обоснования этой связи и соответствующую формулу (рис. 4). Нами были проведены исследования, позволяющие установить аналогичную связь для особо плотного цементного камня. В этих экспериментах исследования морозостойкости цилиндров проводили по стандартной методике, то есть замораживание производили при температуре около минус 20°C , а оттаивание – при $+20^{\circ}\text{C}$.

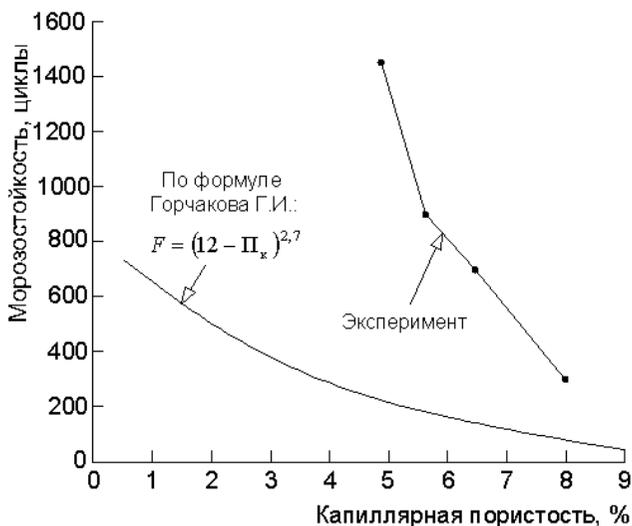


Рис. 4. Взаимосвязь капиллярной пористости цементного камня и количества циклов замораживания / оттаивания

Степень гидратации цемента в образцах определяли перед испытанием цементного камня на морозостойкость по общеизвестной упрощенной методике: дробление цилиндров на гранулы, высушивание при температуре $+105^{\circ}\text{C}$, прокаливание в муфельной печи при температуре $+600^{\circ}\text{C}$. После определения количества химически свя-

занной воды устанавливали степень гидратации цемента, которая для образцов с водоцементным отношением 0,15; 0,16; 0,18 и 0,21 оказалась равной 34,3; 35,8; 40,1 и 45,2 % соответственно. Затем по общеизвестной формуле, учитывающей степень гидратации и плотность цемента, а также водоцементное отношение, рассчитывали капиллярную пористость цементного камня.

Как оказалось, взаимосвязь структурных особенностей цементного камня (представлено капиллярной пористостью) и его морозостойкости кардинально отличается от традиционной (рис. 4) – при равной капиллярной пористости морозостойкость особо плотного цементного камня существенно выше. И это требует разумного обоснования.

Одной из популярных в настоящее время теорией, объясняющих изменение морозостойкости от структурных параметров, является наличие вовлеченного воздуха – с увеличением объема воздуха возрастает и устойчивость к действию мороза. Однако такая позиция плохо коррелируется с полученными данными по морозостойкости прессованного цементного камня. В случае предварительного вакуумирования сухой бетонной смеси (вяжущего) и применении деаэрированной воды появление воздуха в сухом вяжущем исключено. И именно в данном случае морозостойкость цементного камня имеет относительно максимальное значение. Вероятно, решающее влияние на морозостойкость оказывает то, что создается однородная пористость, характеризующаяся мелкими капиллярами, прочность же цементного камня достаточна, чтобы выдержать растягивающие деформации в цементном камне от замерзающего в глубине образцов льда. Наличие закрытой пористости мало сказывается на процессе размораживания образцов, т. к. ее значение мало зависит от величины прессующего давления.

Таким образом, технология «сухого формирования бетона» позволяет получать материал с существенно большей, чем обычный бетон, морозостойкостью.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 666:94.041.57

**ИННОВАЦИИ В МЕТОДИКЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТА
ПРИ ПЕРЕХОДЕ НА ЕВРОСТАНДАРТ**

ДЗАБИЕВА Л.Б., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В связи с введением в действие с 1.06.2012 гармонизированного с европейскими нормами стандарта СТБ ЕН 196-1-2011[1] в общепринятых до этого методиках испытания технологических показателей портландцемента [2, 4] произошли изменения, суть которых с соответствующими комментариями рассматривается в настоящей статье.

Одним из важнейших показателей технологических свойств портландцемента является его водопотребность, которая характеризуется величиной процентного водосодержания цементного теста стандартной консистенции (нормальной густоты). По действующему ранее стандарту [2] нормальной густотой цементного теста считалась такая его консистенция, при которой пестик прибора Вика не доходит до пластины, на которой установлено кольцо с тестом, на 5–7 мм. Согласно [1] этот диапазон значительно расширяется и составляет 4–8 мм или (6 ± 2) мм. Т.о. довольно трудоемкое определение, которое требовало к тому же длительного по времени экспериментального поиска, становится легче устанавливаемым, т.к. функ-

ция цели (требуемая консистенция) становится быстрее достижимой.

Некоторые изменения коснулись и деталей эксперимента. Если по [2] исходная навеска портландцемента составляла 400 грамм, по [1] она составляет 500 грамм; изменяется порядок загрузки материалов и их перемешивание. По методике [2] вода вливалась в портландцемент, масса перемешивалась и растиралась в общей длительности 5 минут, по [1] в чашу смесителя вначале вливают отдозированное количество воды, а затем вводят портландцемент при общей длительности перемешивания 3 минуты. Количество воды затворения в процентах от массы цемента, округленное до 0,5%, при котором достигается нормированная консистенция цементного теста, принимается за нормальную густоту цемента. Стандартизовано также в [1] использование защитных перчаток при работе с цементным тестом ввиду его высокой щелочности.

Более значимые изменения произошли в определении сроков схватывания портландцемента. Если по [2] временем начала схватывания считалось время от момента водозатворения портландцемента до того момента, когда игла прибора Вика не доходит до пластины, на которой установлено кольцо с тестом нормальной густоты, 1–2 мм, то в [1] это время фиксируется уже гораздо позже, а именно, когда игла прибора Вика не доходит до пластины на (6 ± 3) мм, т.е. от 3 до 9 мм. Т.о. время начала схватывания существенно удлиняется, что позволяет технологам при разработке технологии производства бетонных изделий более свободно назначать момент тиксотропного воздействия на бетонную смесь для её укладки и уплотнения. Это особенно важно для низкоалюминатных цементов, которые характерны для белорусских производителей.

Что касается конца схватывания, в новом стандарте [1] его время вычисляется от нулевого времени до того момента, когда игла прибора Вика погружается в схватывающееся тесто не более, чем на 0,5 мм, тогда как по [2] концом схватывания считался момент, когда игла опускается в тесто не более, чем 1–2 мм, т.е. и по этому показателю прослеживается удлинение допустимых сроков.

Кроме изменения количественных характеристик определения сроков схватывания в [1] предусматриваются следующие изменения условий проведения эксперимента:

✓ для определения конца схватывания применяется игла с кольцеобразной насадкой диаметром около 5 мм, при помощи которой можно с большей точностью определить малую глубину погружения. Искомый момент соответствует положению иглы, при котором кольцеобразная насадка на ней впервые не оставляет отпечатка на поверхности цементного теста;

✓ заполненное кольцо Вика на пластине – основании помещают в емкость, заполненную водой так, что поверхность теста должна быть покрыта слоем воды не менее 5 мм высотой. Емкость для испытания выдерживается в камере при температуре 20⁰С, такие же условия должны соблюдаться и между погружениями иглы (интервал времени 10 мин.);

✓ при определении конца схватывания кольцо с цементным тестом, использованное для определения начала схватывания, переворачивают так, чтобы определение конца схватывания проводить с противоположной стороны;

✓ альтернативная методика определения сроков схватывания предусматривает использование климатической камеры или помещения с возможностью поддержания в них постоянной температуры (20±1)⁰С и относительной влажности воздуха не менее 90%.

Время начала схватывания указывается с округлением до 5 мин; конца схватывания – до 15 мин.

Для гидравлического вяжущего каковым является портландцемент, введение новых условий определения сроков схватывания (в водной или влажной среде) является, на наш взгляд, вполне оправданным, поскольку позволяет избежать влияния на рост вязкости системы (фиксируемой как схватывание) возможного уменьшения её водосодержания за счет испарения воды в воздушной среде, что вполне может иметь место ввиду длительного процесса схватывания портландцемента.

Важным показателем качества портландцемента является равномерность изменения его объема при твердении, которая определялась по [2] по появлению радиальных трещин на цементных лепешках после их кипячения. Никаких количественных параметров при такой методике не фиксировалось – трещины либо есть, либо их нет, а значит, цемент либо выдержал, либо не выдержал испытание на равномерность изменения объема.

Причиной последнего обычно является неполное связывание СаО в силикаты, алюминаты и ферриты при обжиге клинкера, повышенное содержание в нем MgO или повышенное содержание в цементе этtringита, образовавшегося при избыточном введении гипса при помолу клинкера. Названные три фактора имеют четкие количественные характеристики: содержание свободного СаО в клинкере не должно превышать 1–2%, MgO – 5%, гипса – 4% в пересчете на SO₃. Следовательно, также обоснованным является переход в [1] на количественную оценку параметра равномерности изменения объема при твердении цементного теста. Здесь определение равномерности изменения объема предусматривается в кольце Ле–Шателье, которое представляет собой разрезанный по образующей полый цилиндр с двумя индикаторными иглами, припаянными по обе стороны на одинаковом расстоянии от прорези.

Упругость кольца позволяет увеличение расстояния между индикаторными иглами не менее чем на 15 мм без остаточной деформации. Кольца Ле–Шателье наполняют цементным тестом нормальной густоты, помещают в климатическую камеру и выдерживают 24 часа при температуре 20⁰С и относительной влажности воздуха не менее 90%, после чего измеряют расстояние между концами игл с точностью до 0,5 мм (А). Затем выдерживают кольца в кипящей воде в течении 3-х часов и вновь измеряют расстояние между концами игл с точностью до 0,5 мм (В). После этого кольца охлаждают до температуры окружающей среды и замеряют расстояние С между концами игл. Рассчитывают разность замеренных значений (С-А) мм. Если расстояние превышает 5 мм, испытание по определению равномерности изменения объема повторяется.

Существенные изменения предусматриваются гармонизированным стандартом при определении прочности цемента [3]. Основные отличия от [4] следующие:

- ✓ фиксированное водоцементное отношение 0,5 в отличие от плавающего В/Ц по [4], которое назначается по распылу конуса на встряхивающем столике в пределах 106-115 мм;

- ✓ использование полифракционного песка с содержанием двуокси кремния не менее 98% по массе вместо монофракционного вольского с пустотностью более 40%, что приводило вместе с низким выходом теста при В/Ц=0,4 к тому, что объёма цементного теста едва хватало для заполнения пустот между зёрнами песка. Пу-

стотность полифракционного песка ниже, а выход теста при В/Ц=0,5 выше, что обеспечивает лучшее уплотнение при испытании;

✓ поскольку показатель прочности не относится непосредственно к цементу – порошкообразному материалу, но формируется в процессе твердения образцов из цементного раствора, пропорции его в массовых долях составляют одну часть цемента, три части песка и ½ часть воды (В/Ц=0,5). Каждый замес для трех испытываемых образцов готовится из 450 г цемента, 1350 г песка и 250 г. воды [3]. Ранее на замес бралось 500 г цемента и 1500 г песка, В/Ц=0,4 [4].

✓ изменился способ уплотнения цементно-песчаного раствора. По [4] форму наполняют на 1 см раствором и включают виброплощадку с частотой колебаний 3000 кол/мин и амплитудой 0,35 мм, добавляя раствор небольшими порциями заполняют форму, удаляя избыток после отключения виброплощадки. По [3] вместо виброплощадки используется встряхивающая установка. В каждое отделение формы, закрепленной на встряхивающей установке, укладывают растворную смесь в два приема приблизительно по 300 г. После распределения по форме специальным распределителем каждый слой раствора уплотняют 60 толчками встряхивающей установки. Форма выдерживается 24 часа во влажных условиях, после чего распалубливается и образцы помещаются в воду с температурой 20⁰С так, чтобы расстояние между ними и высота слоя воды над ними были не менее 5 мм;

✓ испытание балочек на растяжение при изгибе проводится аналогично [4] с той разницей, что предел прочности при изгибе рассчитывается как среднее арифметическое трех отдельных результатов с точностью до 0,1 МПа, вместо среднего арифметического из двух наибольших результатов испытания, как это было ранее [4];

✓ определение предела прочности при сжатии по [3] проводится на половинках балочек с использованием специальной насадки для определения предела прочности при сжатии, не подвергающей половинки призмы воздействию вредных напряжений. Предел прочности при сжатии R_c , МПа, рассчитывается по формуле

$$R_c = \frac{F_c}{1600},$$

где F_c – разрушающая нагрузка, Н;
1600 = (40×40) мм – площадь вспомогательных плит, мм².
По [4] площадь вспомогательных плит была 2500 мм².

Указанные изменения в методике определения основных технологических показателей портландцементов в соответствии с [1, 3] необходимо учитывать в преподавании курса «Строительное материаловедение» и дисциплин специализации ПСИК с соответствующей модернизацией испытательного оборудования.

ЛИТЕРАТУРА

1. СТБ ЕН 196-3-2011. Методы испытания цемента, Ч.3. Определение сроков схватывания и равномерности изменения объема.
2. ГОСТ 310.3-76. Цементы. Методы определения нормальной густоты, сроков схватывания и равномерности изменения объема.
3. СТБ ЕН 196-1-2007. Методы испытания цемента. Ч.1. Определение прочности.
4. ГОСТ 310.4-81. Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии.
5. Энтин З.Б. О контроле качества цемента. Цемент и его применение, 2011, № 1 – с. 71-75.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.547.32

**ПРОГРАММНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ РАСЧЕТОВ
ПАРАМЕТРОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО
ЭЛЕКТРОРАЗОГРЕВА БЕТОННОЙ СМЕСИ**

ЗЕЛЕНКОВСКАЯ Ж.Л., БАБИЦКИЙ В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Интенсивность твердения бетона в значительной степени (при прочих равных условиях) определяется температурой. С ростом температуры процессы гидратации цемента резко интенсифицируются и бетон набирает заданную прочность в более ранние сроки. Отсюда следуют тривиальный вывод – чтобы получить определенную прочность в требуемые сроки – бетонную смесь (или в последующем бетон) надо нагреть до некоей расчетной температуры.

Как известно, в распоряжении инженера-технолога для реализации этой задачи есть разнообразные методы, один из которых – предварительный разогрев бетонной смеси с последующей укладкой в форму (опалубку) и твердение. Цель предварительного электропрогрева может быть различной. Например, в технологии сборного железобетона такой технологический прием (электропрогрев в бункерах или специализированных установках либо паропрогрев в бетоносмесителях в процессе приготовления бетонной смеси) может быть использован для исключения периодов предварительной выдержки и подъема температуры, а также резкого сокращения

длительности (или температуры) последующей тепловой обработки бетона. А в технологии монолитного строительства данный прием может быть использован как для ускорения процессов твердения бетона, к примеру, при положительной температуре, так и для обеспечения набора критической прочности бетона в заданные сроки при отрицательной температуре внешней среды. В целом, применение предварительного электроразогрева бетонных смесей является важным технологическим переделом, позволяющим получать бетонные и железобетонные конструкции высокого качества и долговечности, при минимальных затратах энергии.

При кажущейся простоте системы расчетов параметров электроразогрева бетонной смеси при практической реализации метода могут возникать трудности из-за недостатка требуемой предварительной информации. В частности, на наш взгляд, пока не в полной мере решена задача взаимной увязки состава бетона и параметров его предварительного разогрева. И этому вопросу пока уделяется недостаточно внимания, хотя именно состав бетона играет решающую роль в кинетике формирования его структуры, прочностных характеристик, морозостойкости, водонепроницаемости и долговечности. В частности, можно поставить простейшую задачу: что экономически целесообразнее – поднимать температуру разогрева бетонной смеси (чтобы в последующем в заданные сроки получить требуемую прочность бетона в бетонируемой конструкции при динамично изменяющихся условиях твердения) или варьировать состав бетона, в том числе и введением разнообразных по эффективности и цене химических добавок. И решение такой задачи при «ручных» расчетах практически невозможно.

Трудно переоценить ту помощь, которую оказывает современное программное обеспечение конструкторам, проектировщикам, технологам. Такие вопросы, как перебор различных вариантов, выбор оптимальных параметров при наличии огромного числа взаимодействующих факторов и целый ряд других технических проблем, связанных с производством, сегодня могут быть решены на высоком программном уровне. Основным достоинством применения таких прикладных программных продуктов является значительная экономия времени за счет автоматизации рутинных и громоздких вычислений. Мы попытались использовать возможности программирования для решения задачи совместного оптимально проектирования

состава тяжелого бетона и параметров электроразогрева бетонной смеси (рис. 1). Реализация алгоритма расчета – программный продукт, основные окна которого представлены на рис. 2 и 3.

Предварительному электроразогреву могут подвергаться бетонные смеси, приготовленные на низко- и среднеалюминатных порландцементях, используемые для как для обычных бетонов (плотность 1800...2500 кг/м³), так и легких (500...1800 кг/м³). Точный расчет и подбор составов бетонных смесей обеспечивает получение состава, обладающего к моменту укладки в горячем состоянии необходимой подвижностью, а также заданной прочностью в установленные сроки, причем при наименьшем расходе вяжущего. В расчетах учтены активность и нормальная плотность цемента, вид, крупность и влажность заполнителей.

Полученные расходы компонентов бетонной смеси позволяют рассчитывать ее приведенную удельную теплоемкость, как один из изменяющихся факторов при расчете удельного расхода электроэнергии на разогрев 1 м³ бетонной смеси. Важный влияющий фактор при расчете потребной мощности для разогрева бетона в бункере (и последующем выборе марки трансформатора – величина удельного электрического сопротивления бетонной смеси, которая может быть определена экспериментально либо с учетом имеющихся в литературе рекомендаций. Однако анализ имеющихся в литературе данных, а также результатов экспериментальных исследований показал возможность ее рассчитывать по предлагаемой формуле:

$$\rho = \frac{k_{ц} \cdot D}{B^n}, \text{ Ом} \cdot \text{м},$$

где $k_{ц}$ - коэффициент, зависящий от расхода цемента;

D - содержание добавки-электролита, % (по сухому веществу) от массы цемента;

B - расход воды, кг/м³;

n - показатель степени, зависящий от вида цемента.

Если инженер-технолог, производящий расчеты, полагает, что рассчитанные значения удельного электрического сопротивления бетонной смеси не соответствуют рекомендуемым, то с помощью соответствующего слайдера (рис. 3) может быть произведена корректировка.

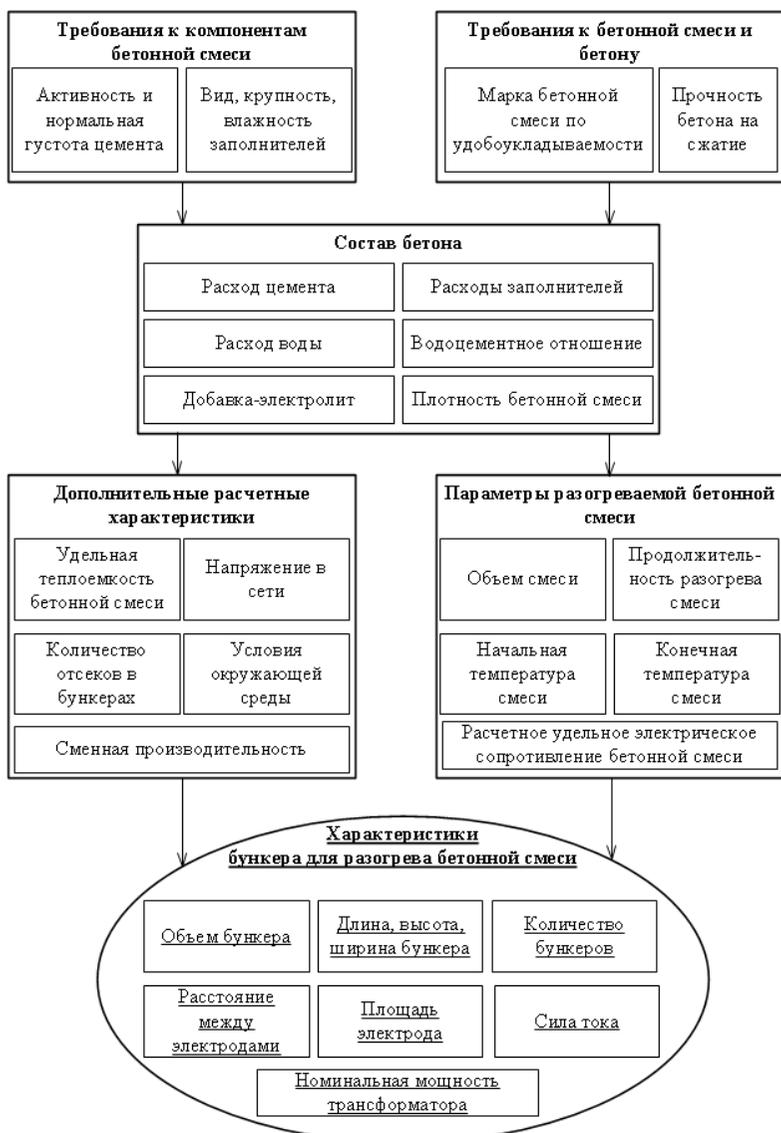


Рис. 1. Последовательность расчета параметров электроразогрева бетонной смеси

Электроразогрев бетонной смеси

Выход Состав бетона Модуль Разогрев Разработчики О программе Справка

Проектирование состава бетона

Свойства цемента:

Активность, МПа

Нормальная густота, %

Свойства крупного заполнителя:

щебень плотный
 гравий карбонатный

Крупность: 10 мм 20 мм 40 мм 80 мм

Влажность крупного заполнителя, % по массе

Влажность мелкого заполнителя, % по массе

Требования к бетонной смеси и бетону:

Подвижность бетонной смеси, см
 Жесткость бетонной смеси, с

Прочность бетона, МПа

Добавка-электролит

Дозировка химической добавки для снижения удельного электрического сопротивления бетонной смеси, % от массы цемента по сухому веществу

Состав бетона

Цемент	303
Мелкий заполнитель	757
Крупный заполнитель	1164
Вода	176
Водцементное отношение	0,582

Рис. 2. Окно проектирования состава бетона

Электроразогрев бетонной смеси

Выход Состав бетона Модуль Разогрев Разработчики О программе Справка

Предварительный электроразогрев бетонной смеси

Общие характеристики:

Объем бетонной смеси, м куб

Температура бетонной смеси, град С:

Начальная

Конечная

Время разогрева смеси, мин

Удельное электрическое сопротивление бетонной смеси, Ом*м

Температура наружного воздуха, град С

Скорость ветра, м/с

Время транспортирования смеси, мин

Конструкция бункера:

Длина бункера Принимаем: длину бункера, м высоту бункера, м

Количество отсеков в бункере: ширина

Напряжение в сети, В

Сменная производительность, м куб

Объем бункера, м куб 1,4

Количество бункеров, шт. 1

Расстояние между электродами, м 0,6

Площадь электродов, м кв 2

Расчетные параметры:

Удельный расход электроэнергии на разогрев 1 м куб бетонной смеси, кВт*ч 44,4

Расчетная мощность трансформатора, кВт. 42,3

Сила тока в подводящих кабелях, А 62

Рис. 3. Окно расчета основных параметров электроразогрева бетонной смеси

Ввод исходных данных, необходимых для расчета, осуществляется только с помощью слайдеров, имеющих разумные ограничения, переключателей и комбинированных окон (рис. 1 и 2). Это полностью исключает возможность возникновения ошибочных ситуаций по причине неправильного введения значений влияющих факторов.

В процессе расчетов оператор вводит значения объема разогреваемой бетонной смеси, начальную и конечную температуры, время разогрева бетона, а также конструктивные особенности бункера (длину или высоту, количество отсеков), напряжение в сети, сменную производительность установки. В результате ему поступает информация о конструктивных особенностях бункера для разогрева смеси (расстояние между электродами и их площади) и их потребном количестве.

Выбор необходимого трансформатора, а также сечение подводящих кабелей оператор производит по расчетной мощности трансформатора и силе тока.

Однако возможности данного программного обеспечения не ограничиваются приведенными. Опция «Модуль» предназначена для расчета модуля поверхности колонн и балок прямоугольного и квадратного сечений, куба, отдельно стоящего и прилегающего к массиву параллелепипеда, плит и стен, а также цилиндра. Значения температуры наружного воздуха, скорости ветра и времени транспортирования бетонной смеси, а также модуля поверхности бетонируемой конструкции (рис. 3) позволяют оптимизировать параметры последующего твердения бетона. Опция «Справка» предоставляет инженеру-технологу информацию о, например, оптимальных параметрах электроразогрева, характеристиках комплексных трансформаторных подстанций и трансформаторов.

Сопоставление результатов расчетов по представленному программному продукту с данными Арбеньева А.С. и других специалистов в области зимнего бетонирования показали вполне удовлетворительную сходимость рассчитываемых и фактических параметров.

Таким образом, разработана компьютерная программа, позволяющая автоматизировать расчеты процессов электроразогрева бетонной смеси.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 666.982.2

**ВЛИЯНИЕ ХЛОРИДА НАТРИЯ НА ПРОЦЕСС ТВЕРДЕНИЯ
ЦЕМЕНТНОГО ВЯЖУЩЕГО**

КОРСУН А.М., ЯКИМОВИЧ В.Д.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Огромный интерес с точки зрения расширения сырьевой базы для получения модифицирующих добавок для бетонов представляют отработанные солевые растворы предприятий энергетики и химико-фармацевтической промышленности.

Известно, что хлористые соли, особенно CaCl_2 (в меньшей степени NaCl) являются эффективными ускорителями схватывания и твердения композиций на основе портландцемента в начальные сроки твердения. Однако при этом конечная прочность бетонов уменьшается.

В технической литературе имеются сведения о том, что катионы и анионы добавок вносят определенный вклад в общий ускоряющий эффект и что для каждого вида добавки(ионов) он различен.

В наших исследованиях была предпринята попытка оценить влияние хлористых солей (на примере NaCl) на кинетику твердения, структурообразования и прочность цементных композиций.

Оценку влияния добавок достаточно удобно рассматривать с позиций разделения общего времени гидратации на периоды: ранний,

средний и поздний. В данных исследованиях характер действия добавки оценивался в интервале «начало схватывания – конец схватывания». Однако, следует отметить, что раннего периода твердения – понятие весьма относительное, поскольку химико-минералогический состав цементов и минеральные добавки вносят определенные коррективы в общую картину и время гидратации. Влияние добавок на раннее структурообразование оценивалось по изменению сроков схватывания цементных композиций при $V/C=0,28$. Известно, что ускоряющий эффект имеет тенденцию к увеличению с увеличением заряда и уменьшением радиуса иона. В большинстве работ отмечается, что ион Ca^{2+} более эффективен, чем любой другой, поэтому влияние добавок $NaCl$ в целом проявляется в меньшей степени.

1. Методика проведения исследований

Испытания проводились на ПЦ 500 Д0, изготовленном ОАО «Красносельскстройматериалы».

Характеристики: $K_{шт}=0,2725$; I группа эффективности при пропаривании; средняя активность при пропаривании 38,2 МПа.

Порядок проведения эксперимента: образцы изготавливались путем затворения водой цемента с соблюдением $V/C = 0,28$. Введение $NaCl$ осуществлялось путем его растворения в воде затворения. Были изготовлены серии образцов с содержанием хлорида натрия в количестве 3%, 7% и 12%. Параллельно изготавливались «контрольные» образцы не содержащие хлоридов натрия.

Определение сроков схватывания полученных цементных композиций проводилось согласно ГОСТ 310.3-76 «Цементы. Методы испытаний».

Для исследования прочностных характеристик из цементной композиции были изготовлены образцы – кубики $20 \times 20 \times 20$ мм. из цементного теста нормальной густоты. Тесто уплотняли на стандартном встряхивающем столике (Методика ЦНИИПС-2). Твердение образцов происходило в камере нормально – влажностного твердения с температурой 20 ± 2 °С. Партии образцов испытывали на 3-и и 28-е сутки твердения.

2. Результаты экспериментальных исследований

2.1. Сроки схватывания цементного теста.

Результаты испытаний по определению сроков схватывания цементного теста приведены в таблице 1.

Таблица 1

Сроки схватывания цементного теста с NaCl

Сроки схватывания			
Контроль	3% NaCl	7% NaCl	12% NaCl
Ц = 500 гр. В = 140 гр.	Ц = 500 гр. В = 140 гр. NaCl = 15 гр.	Ц = 500 гр. В = 140 гр. NaCl = 35 гр.	Ц = 500 гр. В = 140 гр. NaCl = 60 гр.
Тнач = 125 мин. Ткон = 360 мин.	Тнач = 70 мин. Ткон = 380 мин.	Тнач = 50 мин. Ткон = 470 мин.	Тнач = 40 мин. Ткон = 550 мин.

Отсюда видно, что увеличение содержания NaCl заметно увеличивает конец схватывания цементного теста. А также снижает темп уменьшения сроков начала схватывания.

Более наглядно изменение сроков схватывания цементного теста с различными дозировками NaCl представлено на рис. 1.

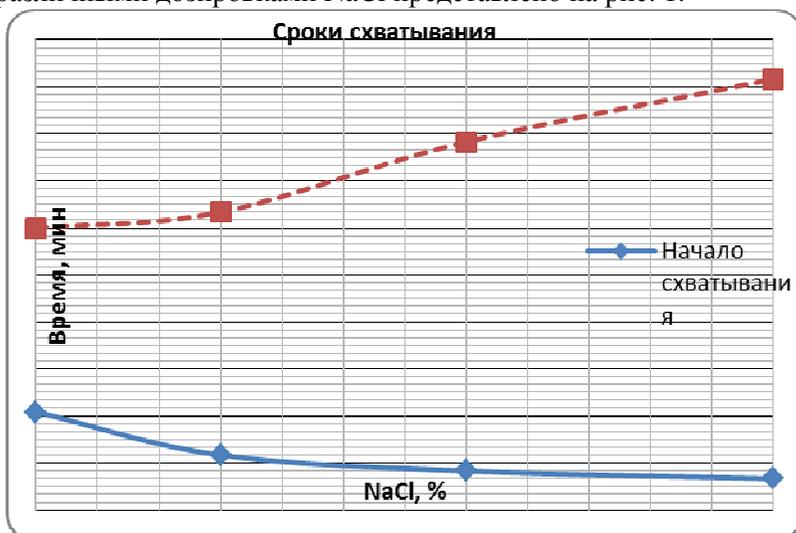


Рис. 1. Изменение сроков схватывания цементного теста с различным содержанием NaCl

2.2. Прочностные характеристики цементного теста.

Результаты испытаний прочностных характеристик серий образцов в возрасте 3-х и 28-и суток с различным содержанием хлорида натрия, представлены в таблице 2.

Таблица 2

Прочность на сжатие цементных образцов

Прочность на сжатие, МПа			
Контроль	3% NaCl	7% NaCl	12% NaCl
3 сут.			
49,2	67,3	46,7	35,8
48,5	58,6	40,3	29,7
45,8	53,4	42,1	32,4
<i>Ср.=47,8</i>	<i>Ср.=59,8</i>	<i>Ср.=43,0</i>	<i>Ср.=32,6</i>
28 сут.			
63,2	67,0	65,4	52,4
68,4	65,5	59,2	53,0
66,0	62,2	63,1	50,1
<i>Ср.=65,9</i>	<i>Ср.=64,9</i>	<i>Ср.=62,6</i>	<i>Ср.=51,8</i>

3. Выводы

3.1. При проведении испытаний установлено, что начало схватывания цементного теста с различным содержанием NaCl сокращается, а конец схватывания теста, с увеличенным содержанием (больше 3%), значительно увеличивается.

3.2. Из полученных данных видно, что прочность цементных композиций с содержанием NaCl порядка 3% значительно возрастает на раннем этапе твердения. Однако к возрасту 28-и суток показатели прочности выравниваются. Также, при введении значительного количества (~ 12%) хлорида натрия прочностные характеристики цементного камня заметно снижаются как на ранних этапах твердения, так и по достижении 28-и суток, сопровождаясь более «хрупким» разрушением образцов.

Заключение

Анализ результатов влияния NaCl на сроки схватывания и прочностные характеристики цементных композиций и мономинеральных вяжущих в период 3...28 суток нормального твердения пока-

зал, что при увеличении содержания хлорида натрия, эффективность ускоряющего эффекта снижается.

Соли одновалентных металлов в составе комплексных смесей в целом менее эффективны. Более того, при увеличении количества NaCl до 3% и более для некоторых видов цементов наблюдается снижение ускоряющего действия добавки.

Положительным в отношении добавки NaCl следует отметить тот факт, что при повышенных дозировках добавок при использовании их в качестве противоморозных, в отличие от хлорида кальция, они (и особенно NaCl) не приводят к раннему загустеванию и схватыванию цементных композиций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ахвердов И.Н. Высокопрочный бетон.– М., 1961. – 163 с.
2. Методы исследования цементного камня и бетона / Под редакцией Ларионовой З.М. – М.:Стройиздат, 1970. – 159 с.
3. Цементы. Методы определения нормальной густоты, сроков схватывания и равномерности изменения объема: ГОСТ 310.3-76.- Введ. 01.01.78.-Москва: Министерство промышленности строительных материалов СССР, государственный комитет СССР по делам строительства Министерством энергетики и электрификации СССР,1978. – 9 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.542

**НОВЫЕ ТЕХНОЛОГИИ И МАТЕРИАЛЫ
ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ИНДУСТРИИ**

*ЛЕОНОВИЧ С.Н., ОЛЬГОМЕЦ А.И.,
ПЕРЕДКОВ И.И., КАРПОВИЧ С.А.*

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Задача: ускорение модернизации и возрождения ряда традиционных отраслей и видов деятельности, не утративших свою стратегическую целесообразность в сфере строительной индустрии.

Приоритет: модернизация интеллигентизация строительной индустрии.

Рост инвестиционной привлекательности вложений в создание новых торговых и производственных мощностей, развитие национальных проектов в области строительства жилья для молодых семей и военнослужащих, строительство спортивных объектов, высокая степень изношенности жилого фонда и рост общего уровня благосостояния населения, а также строительство первой атомной электростанции – все это является предпосылками активного развития строительной отрасли Республики Беларусь.

На сегодняшний день существует острая необходимость создания отечественных растворобетонных комплексов, которая может быть решена путем разработки конструкций РБК, сопоставляющих в себе критерии цена-качество.

Выполнено внедрение в производство растворобетонного комплекса блочно-модульной компоновки мобильной модификации на производственной базе ООО «Бетон-СВ» (акт внедрения от 04.10.2012), опытного образца растворобетонного комплекса блочно-модульной компоновки перебазируемой модификации на производственной базе КУП «Брестский городской ремонтно-строительный трест» (акт внедрения от 20.09.2013), стационарной модификации на «Объединенной пионерной производственной базе строительства АЭС в г.п. Островец Гродненской области» (акт внедрения от 29.08.2012).

Разработана конструкция белорусского мобильного растворобетонного узла, который по своим технико-экономическим показателям не уступает зарубежным аналогам, обладая при этом значительно меньшей стоимостью.

Одним из важных направлений в строительстве является постройка индивидуального жилья (коттэджей, дачных домиков и т.д.). При этом важнейшим критерием является энергоэффективность будущей постройки. В связи с этим сотрудниками кафедры ТСП была предложена и запатентована технология возведения зданий различной этажности, при которой в качестве несъемной опалубки используются керамзитобетонные блоки (Патент № 15420 от 23.10.2009).

Для реализации этой технологии предложено на базе мобильного бетонорастворного узла разработать линию для производства керамзитобетонных блоков.

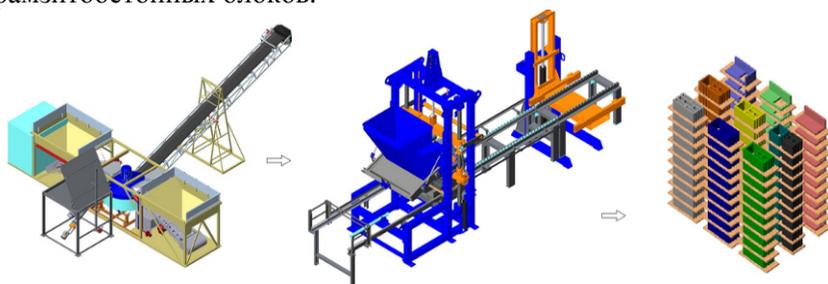


Рис. 1. Общий вид линии для производства легкобетонных блоков

В настоящее время в Республике Беларусь остро стоит проблема строительства ресурсоэкономичных и энергоэффективных экологи-

чески безопасных зданий и сооружений различного назначения. В условиях строжайшей экономии возникает необходимость максимально задействовать мощности отечественной строительной индустрии как при изготовлении материалов, изделий и оборудования, так и на всех стадиях производства, от этапа проектирования до строительно-монтажных работ и эксплуатации готового здания.

Одной из наиболее современных, эффективных, экономичных и широко представленных на белорусском рынке технологий возведения зданий является строительство зданий с монолитным рамно-связевым каркасом.

Опыт возведения зданий с монолитным рамно-связевым каркасом показал целесообразность устройства предварительного напряжения горизонтальных несущих конструкций в построечных условиях, что значительно повышает жесткость и трещиностойкость конструкции и позволяет увеличить шаг и пролет между колоннами и диафрагмами жесткости и сократить их количество. Вместе со снижением толщины перекрытий, сниженным расходом арматуры и бетона, уменьшение количества колонн каркаса позволяет упростить и удешевить конструкции фундаментов здания, что ведет к снижению не только стоимости, но и сроков строительства.

Для облегчения монолитного каркаса необходимо создание пустот в плитах перекрытия и покрытия путем установки в них полых пластиковых пустотообразователей. Данные детали, объединенные в укрупненные блоки, монтируются на стадии армирования конструкции и образуют полости внутри перекрытия. Вместе со снижением собственного веса плиты, экономии стали и бетона, достигается экономия электроэнергии на прогрев массива бетона в зимнее время. Для подобных изделий целесообразно использование переработанного полиэтилена, поэтому данная технология высокоэкологична.

Для достижения максимального эффекта целесообразно совместно использовать преимущества как пост-напряжения, так и снижения собственного веса конструкций путем установки пустотообразователей.

Для облегченной пустотообразователями пост-напряженной плиты перекрытия в сравнении с традиционными конструкциями предполагается: 1) экономия бетона конструкции на уровне 20-25%; 2) снижение собственного веса конструкции – до 25-30%; 3) эконо-

мия арматурной стали – до 20%; 4) более рациональное использование внутреннего пространства здания с меньшим числом вертикальных несущих конструкций, свободная планировка помещений, возможность строительства архитектурно выразительных зданий при снижении затрат; 5) экономия энергетических ресурсов и экологичность строительства за счет снижения расхода стали и бетона, снижения затрат на электропрогрев в зимнее время, за счет использования пустотообразователей из переработанных материалов.

Для реализации импортозамещающего технологического комплекса в Республике Беларусь, включающего материалы, изделия, оборудование, подготовку персонала, проектные работы и научное сопровождение строительства препятствий не выявлено. Реализация современных наукоемких методов строительства призвана не только решить насущные проблемы отрасли за счет экономии ресурсов, но и получить конкурентоспособную на внутреннем и внешнем рынках продукцию европейского качества, снизить зависимость отечественной экономики от импорта.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.55

**ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ХРАМОВЫХ СООРУЖЕНИЙ
ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В СОВРЕМЕННЫХ
ОПАЛУБОЧНЫХ СИСТЕМАХ**

ОБУХОВ А.Е., ЛЕОНОВИЧ С.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

БУРСОВ Н.Г.

РУП "Институт БелНИИС", Минск, Беларусь

ВВЕДЕНИЕ

Современные технологии монолитного бетона давно доказали на практике свою конкурентоспособность и экономическую эффективность. Об этом свидетельствует тот факт, что практически все объекты последнего десятилетия, имеющие государственную важность, были возведены с преимущественным использованием монолитного бетона. Фактически монолитный бетон в настоящее время стал основным строительным материалом, позволяющим возводить яркие, выразительные и запоминающиеся сооружения благодаря использованию новых технологий строительства, современных опалубочных систем, обеспечению комплексной механизации технологических процессов приготовления, доставки, подачи и укладки бе-

тонной смеси, применению ускоренных методов твердения бетона при всесезонном производстве работ.

Расширению области применения монолитного бетона способствовали выполняемые РУП "Институт БелНИИС" по заданию Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь научно-исследовательские работы, направленные на разработку и внедрение интенсивных конкурентоспособных технологий строительства из монолитного бетона с применением современных модифицированных бетонов, энергосберегающих технологий бетонирования, обеспечивающих высокое качество и заданные темпы строительства. В результате строители получили современные технологии, а специалистами отечественной строительной наукой накоплен значительный опыт в области использования опалубочных технологий.

ТЕХНОЛОГИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ХРАМОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

При разработке технологии строительства монолитных конструкций, как правило, практикуют два принципиально различных подхода. Суть первого заключается в изначальном определении архитектурной идеи, задачи сооружения и разработке соответствующих конструктивных решений, а основной целью технологов является реализация этой идеи. Это так называемая технология "архитектурного" бетона с его высокими сопутствующими издержками, разработкой технологии строительства по готовой и утвержденной проектной документации. Стоимость реализации проекта и сроки его исполнения в данном случае уходят на второй план. По такому пути идут при необходимости реализации ярко выраженного с архитектурной точки зрения проекта с лицевым "архитектурным" бетоном или при возведении монолитных конструкций сооружений с устоявшимися, классическими архитектурными формами, имеющими символическое значение. В первую очередь это культовые сооружения, конструктивные особенности которых (например, различные пространственные тонкостенные конструкции, как правило, двоякой кривизны (своды, купола и пр.)) определяются архитектурой самого сооружения. Подобные конструкции в отличие от плоскостных являются самонесущими и обеспечивают существенное снижение расхода бетона и арматуры – от 25 % до 30 %, но при

этом приходится учитывать существенный рост трудоемкости их возведения. Железобетонные монолитные своды и купола, конструктивные элементы, характерные для культовых сооружений, получают в настоящее время все большее распространение. В действующих нормативных документах приведены надёжные методы расчета и проектирования, но при этом процесс их возведения требует разработки сложных опалубок и опалубочных технологий, стоимость которых соизмерима со стоимостью самой конструкции.

Второй подход является в большей степени прагматичным и заключается в параллельном и взаимоувязанном проектировании самих конструкций и технологий их возведения. Здесь определяющая роль принадлежит именно опалубкам и опалубочным технологиям, а их выбор осуществляют с учетом стоимости, сроков строительства и, особенно, технологичности самих конструкций. При этом, как показывает практический опыт – оптимальные с конструктивной точки зрения проектные решения не всегда являются рациональными с технологических позиций, а игнорирование или нежелание учитывать технологические особенности возведения приводят к росту трудоемкости работ и снижению темпов и удорожанию строительства.

Технологичность монолитных конструкций определяют следующие факторы [2]:

- геометрические формы и параметры монолитных конструкций и их примыканий, обуславливающие возможность их опалубливания инвентарными опалубочными системами с учетом технических, конструктивных и технологических особенностей опалубок;
- возможность устройства технологических швов, а также технологических и конструктивных проемов в стенах и перекрытиях;
- допустимая скорость бетонирования;
- способы армирования монолитных конструкций и значений распалубочной прочности бетона;
- технологические требования к производству опалубочных, арматурных, бетонных работ и других строительно-монтажных работ.

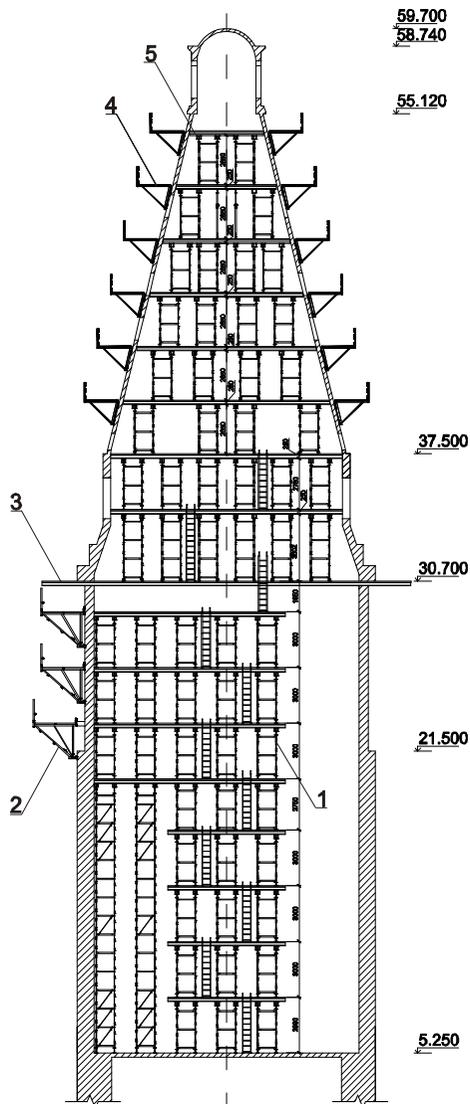
ХРАМ-ПАМЯТНИК В ЧЕСТЬ ВСЕХ СВЯТЫХ В ПАМЯТЬ БЕЗВИННО УБИЕННЫХ ВО ОТЕЧЕСТВЕ НАШЕМ (г. МИНСК, БЕЛАРУСЬ)

Конструктивные особенности данного сооружения обусловили применение технологии поярусного наращивания во внутренней части Храма опорной системы опалубки монолитных конструкций, находящихся на значительной высоте (рис. 1). При этом внутреннюю опорную систему использовали для размещения временных промежуточных площадок, обеспечивающих безопасность работ, а для опирания наружной опалубки стен применяли наружные несущие подмости, которые фиксировались посредством анкерного механизма, замоноличенного в стену при ее бетонировании (рис. 2). Подобное комплексное решение обеспечило необходимые точки опоры опалубки монолитных стен.

Бетонирование стен велось поярусно с шагом, равным высоте щитов – 3 м, а с учетом нестандартной конфигурации стен инвентарная опалубка была дополнена индивидуальными угловыми элементами, конструкция которых допускала использование инвентарных крепежных элементов. Свод Храма также бетонировался ярусами, с пошаговой установкой щитов наружной опалубки.

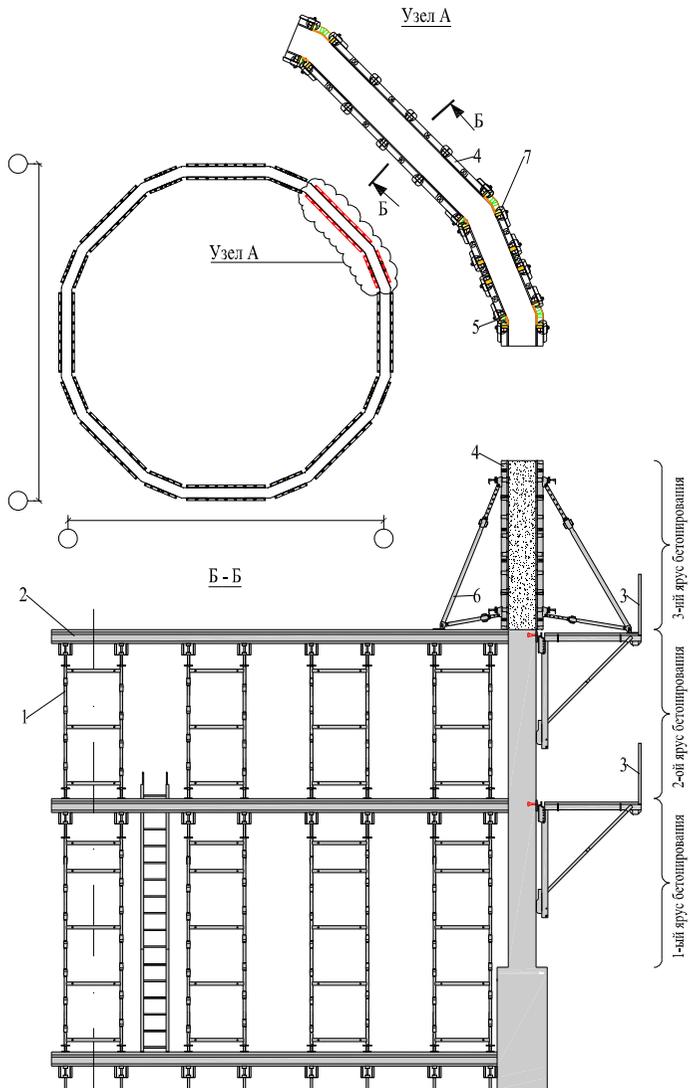
Для исключения значительных нагрузок на перекрытие на отметке +5.250 была устроена опорная разгружающая площадка на отметке +30.700, состоящая из стальных балок и деревянного настила (рис. 1 и 3), которая также использовалась для повышения безопасности производства строительно-монтажных работ.

Начиная с отм. +37.500 монолитные стены были запроектированы с углом наклона во внутрь сооружения (рис. 4 и 5). При возведении наклонных стен, с целью обеспечения формоустойчивости опалубки, необходимо ограничивать максимальную скорость бетонирования, определяемую в зависимости от характера распределения давления бетонной смеси на опалубку. При этом в действующих отечественных и зарубежных нормативных документах пространственное расположение опалубки при определении бокового давления бетонной смеси не учитывается. Например, методика расчета бокового давления бетонной смеси на опалубку, приведенная в DIN 18218 "Смесь бетонная свежеприготовленная. Давление на вертикальную опалубку", справедлива только для опалубок, максимальное значение угла наклона которых не более $\pm 5^{\circ}$.



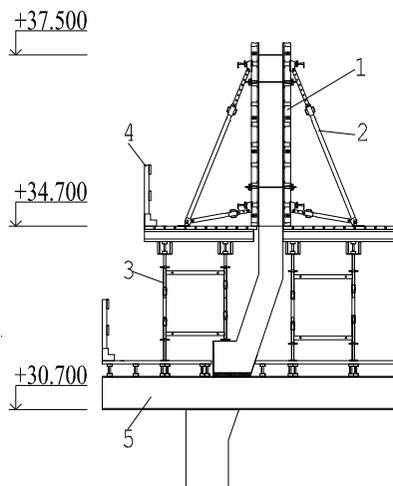
1 – опорные башни; 2 и 4 – наружные опорные подмости; 3 – опорная разгружающая площадка; 5 – промежуточные временные перекрытия.

Рис. 1. Технологическая последовательность установки опалубки монолитных конструкций шатра Храма в Честь Всех Святых



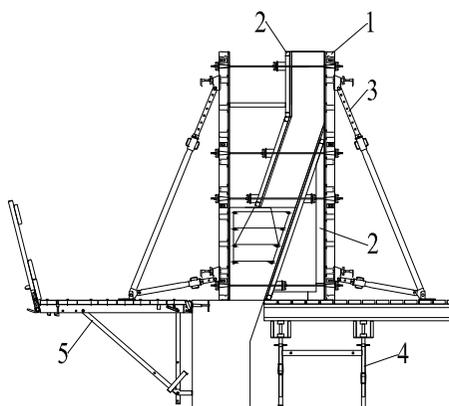
1 – опорные башни; 2 – промежуточные перекрытия на основе деревянных двутавровых балок; 3 – наружные опорные подмости; 4 – щитовая опалубка; 5 – индивидуальный доборный щит; 6 – регулируемый подкос

Рис. 2. Схема опалубки наружных стен Храма в Честь Всех Святых



1 – щитовая опалубка; 2 – регулируемый подкос; 3 – опорная башня; 4 – защитное ограждение; 5 – опорная разгружающая площадка.

Рис. 3. Схема устройства разгружающей площадки на отм. +30.700



1 – щитовая опалубка; 2 – индивидуальная опалубка; 3 – регулируемый подкос; 4 – опорная башня; 5 – наружные опорные подмости.

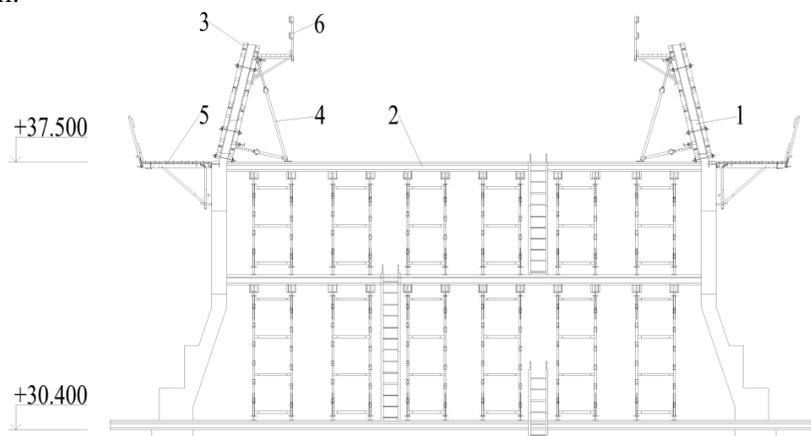
Рис. 4. Схема опалубки наклонных стен шатра храма

Расчетная модель наклонной опалубки базировалась на реологическом подходе, использованном при исследовании распределения бокового давления бетонной смеси на вертикальную опалубку стен [3]. При этом боковое давление бетонной смеси на опалубку зависит не только от реологических параметров самой смеси, геометри-

ческих параметров опалубки, но и от угла ее наклона. Исходя из предпосылок и допущений, изложенных в [4], дифференциальное уравнение равновесия элементарного слоя бетонной смеси толщиной dx (рис. 8) имеет следующий вид:

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = \gamma_{cm} \cdot \sin \alpha - \tau \cdot \frac{P}{S}, \quad (1)$$

где σ_x – вертикальное давление; γ_{cm} – средняя плотность бетонной смеси; τ – напряжение сдвига; P – периметр опалубки; S – площадь горизонтального сечения опалубки; α – угол наклона опалубки.



1 – наклонные стены шатра; 2 – промежуточные перекрытия на основе деревянных двутавровых балок; 3 – щитовая опалубка; 4 – регулируемые подкосы; 5 – наружные опорные подмости.

Рис. 5. Схема опалубки наклонных стен шатра Храма

Общее решение дифференциального уравнения при граничных условиях имеет вид:

$$\sigma_y = \xi_0 \cdot \left(\gamma_{cm} - \frac{\tau_{o.n.c}}{\sin \alpha} \cdot \frac{P}{S} \right) \cdot H, \quad (2)$$

где $\xi_0 = \sigma_y / \sigma_x$ – коэффициент бокового давления бетонной смеси; $\tau_{o.n.c}$ – предельное напряжение сдвига бетонной смеси в пристенном слое в начальный период укладки; H – высота уложенного слоя бетона.

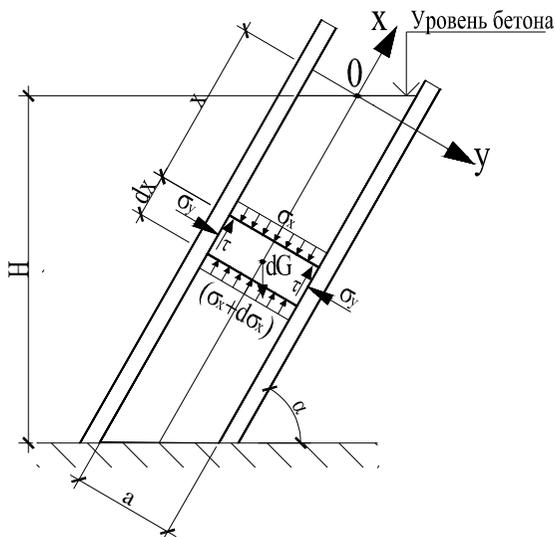


Рис. 6. Расчетная схема определения давления бетонной смеси на наклонную опалубку

Боковое давление бетонной смеси на наклонную опалубку стены определяли по следующей формуле:

$$\sigma_y = \xi_0 \cdot \left(\gamma_{cm} - \frac{2 \cdot \tau_{o.n.c}}{\alpha \cdot \sin \alpha} \right) \cdot H. \quad (3)$$

При рассмотрении влияния скорости укладки бетонной смеси на распределение бокового давления смеси в наклонной опалубке, исходя из предпосылок, изложенных в [3], была принята скорость укладки V_x вдоль оси опалубки x (см. рис. 6). Дифференциальное уравнение равновесия элементарного слоя смеси в опалубке приняло следующий вид:

$$d\sigma_y = \xi(t) \cdot \left[\gamma_{cm} \cdot \sin \alpha - \left(\tau_{o.n.c} + \frac{\alpha_t \cdot t}{t_E} \right) \cdot \frac{P}{S} \right] \cdot V_x \cdot dt, \quad (4)$$

где $\xi(t) = d\sigma_y / d\sigma_x$.

При определении давления учитывали изменение во времени коэффициента бокового давления бетонной смеси по [5] и реологических параметров только пристенного слоя. Параметр t , определяю-

щий влияние времени, был принят исходя из условия достижения нуля за период времени t_E . В результате было установлено, что максимальное значение бокового давления бетонной смеси на опалубку устанавливается при $t=t_E$:

$$\sigma_y^{\max} = \xi_0 \cdot V_x \cdot \left(\gamma_{cm} \cdot \sin \alpha - \frac{P}{S} \cdot \tau_{o.n.c} \right) \times \left[\frac{t_E}{2} - \frac{\alpha_t \cdot t_E}{6 \cdot \left(\gamma_{cm} \cdot \frac{S}{P} \cdot \sin \alpha - \tau_{o.n.c} \right)} \right], \quad (5)$$

Пересчет на вертикальную скорость укладки (V), привычную для вертикальной опалубки, следует производить по следующей зависимости:

$$V_x = \frac{V}{\sin \alpha}. \quad (6)$$

ЦЕРКОВЬ СВЯТОГО ДУХА (г. МИНСК, БЕЛАРУСЬ)

Церковь Святого Духа, воссозданная в 2011 году, с конструктивной точки зрения соответствовала своему барочному облику XVII века, то есть имела многочисленные своды, купола, арки и пр. конструкции, которые в современном прочтении были запроектированы из монолитного бетона.

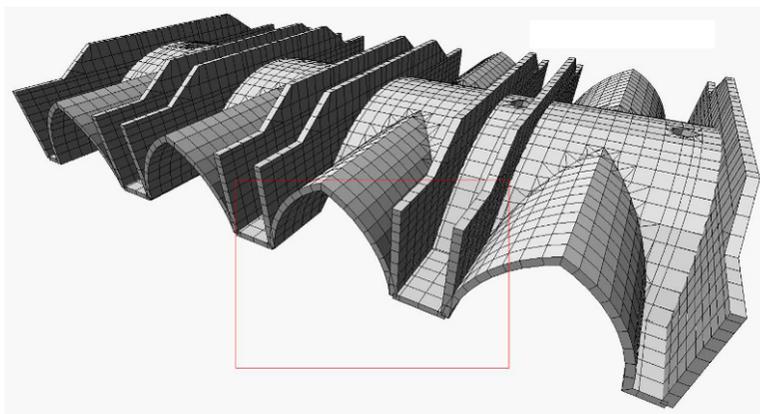
Размеры свода в осях 1-5/Г-И (рис.7, а):

- длина в плане, м – 25,0;
- радиус поперечного сечения, м – 6,1;
- толщина перекрытия, м – 0,2.

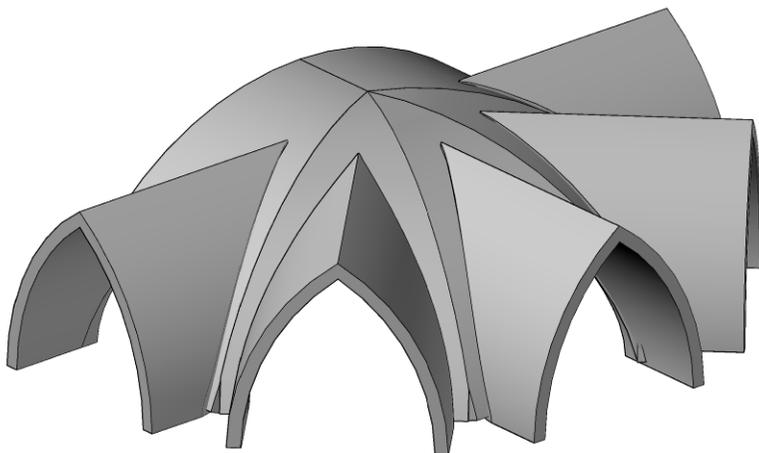
Размеры монолитного железобетонного свода в осях 5-6/Д-Е (рис. 7, б):

- размеры в плане, м – 7,0 x 11,1;
- радиус поперечного сечения, м – 4,7;
- толщина перекрытия, м – 0,2.

а)



б)



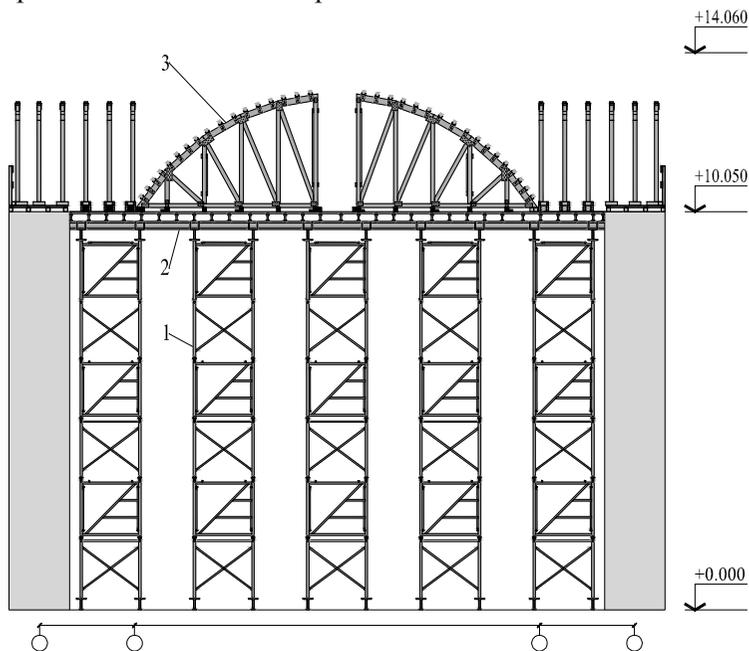
а – схема монолитного железобетонного свода в осях 1-5/Г-И, б – схема монолитного железобетонного свода в осях 5-6/Д-Е

Рис. 7. Схемы монолитных железобетонных сводов церкви Святого Духа

Для непосредственного монтажа опалубки монолитных сводов на первом этапе строительства был устроен вспомогательный рабочий настил, состоящий из стандартных опорных башен, двутавровых деревянных балок и непосредственно самого настила, выполненного из досок толщиной 100 мм. Высота настила – около 10 м, а его общая площадь – 360 м².

В качестве основных несущих элементов опалубки монолитных сводов были использованы (рис. 8 и 9):

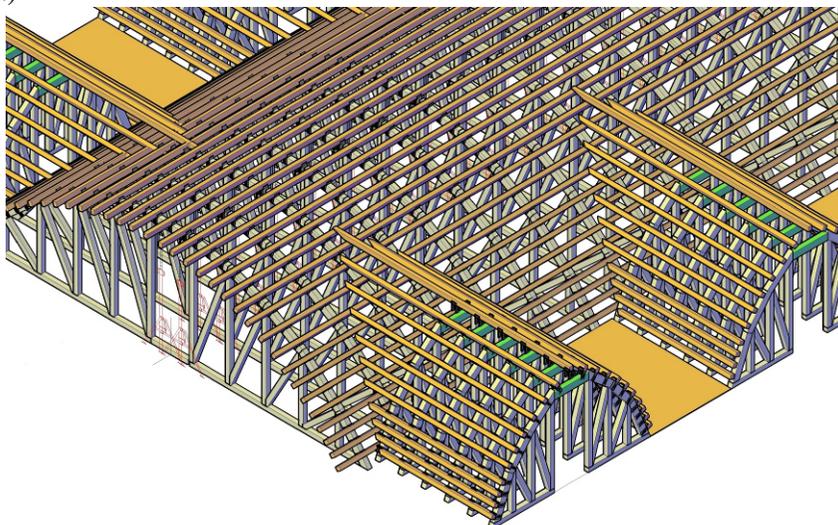
- индивидуальные арочные конструкции, радиус изгиба которых соответствовал радиусу изгиба монолитных конструкций;
- универсальные опорные башни;
- внутренняя палуба из водостойкой фанеры (толщина 15 мм);
- щиты наружной опалубки;
- крепежные элементы и пр.



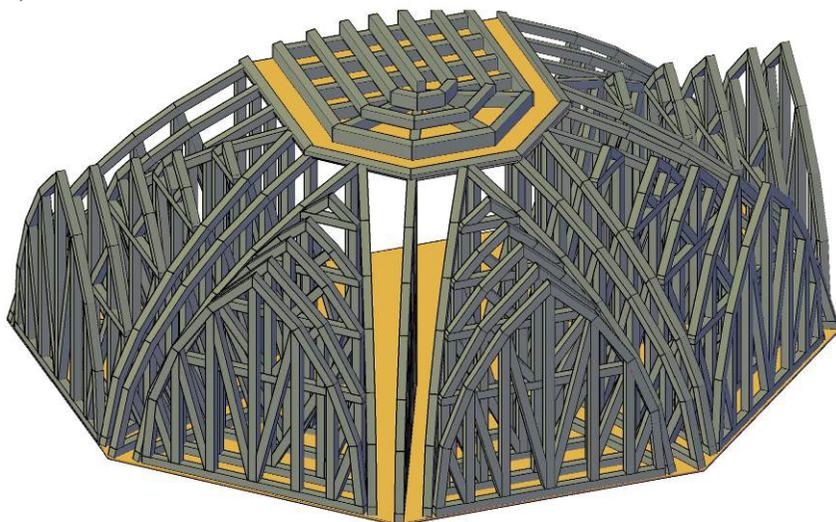
1 – опорная башня; 2 – временное перекрытие на основе деревянных двутавровых балок; 3 – индивидуальные фермы

Рис. 8. Опорная система монолитного железобетонного свода церкви Святого Духа

а)



б)



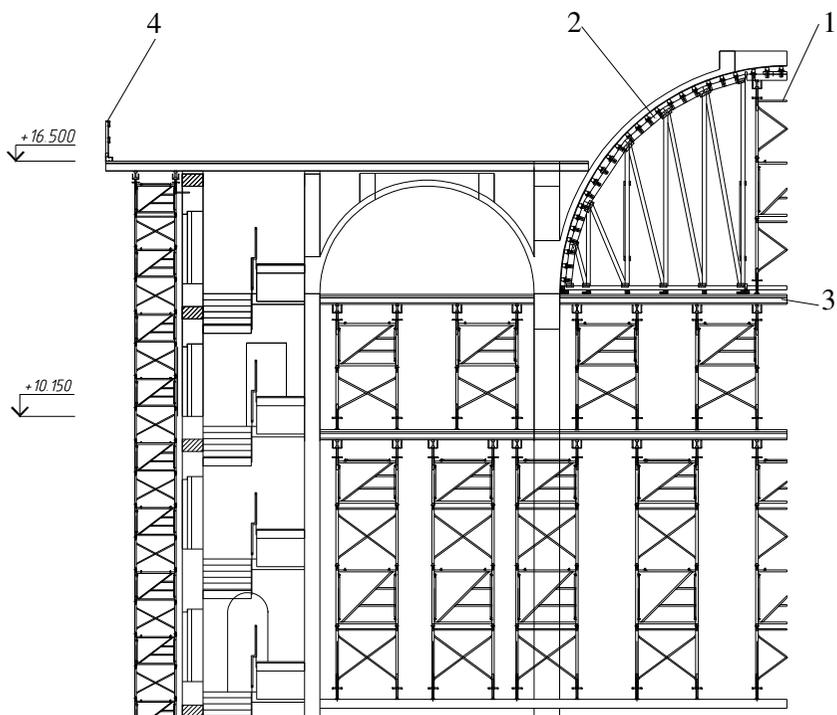
а – схема опалубки монолитного железобетонного свода в осях 1-5/Г-И, б – схема опалубки монолитного железобетонного свода в осях 5-6/Д-Е
Рис. 9. Схемы опорной системы монолитных железобетонных сводов церкви Святого Духа

При возведении монолитного ж/б свода в осях 1-5/Г-И было принято решение возводить его поэтапно, разделив на две равные захватки, что позволило сократить нормоконспект опалубки в два раза. Непосредственно сам свод бетонировали ярусами, с поэтапной установкой щитов наружной опалубки. Подобная технология позволила избежать оползания бетонной смеси. Щиты наружной опалубки каждого последующего яруса устанавливали в проектное положение после схватывания бетонной смеси предыдущего яруса (ориентировочно через два часа после укладки бетонной смеси). Для вибрирования бетонной смеси в щитах наружной опалубки были предусмотрены технологические проемы для пропуска вибратора.

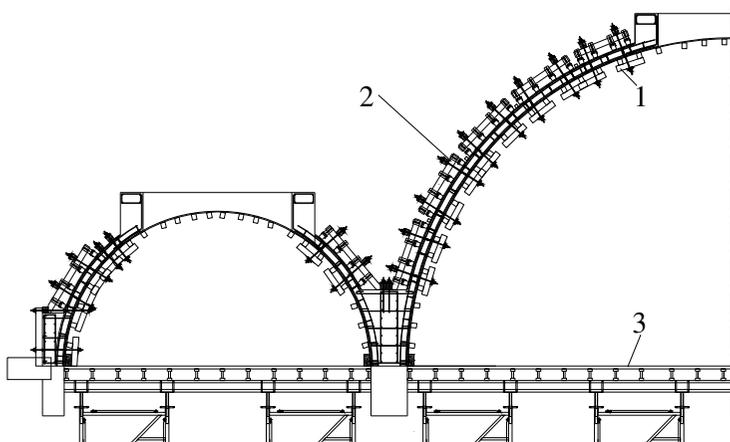
ХРИСТОРОЖДЕСТВЕНСКИЙ СОБОР (г. СОЛИГОРСК, БЕЛАРУСЬ)

Центром композиции собора является пятикупольный Храм, квадратное в плане строение, увенчанное барабаном с куполом. Общая площадь Храма составляет 4 000 м². При реализации данного проекта использовались те же принципиальные технологические решения, ставшие уже традиционными:

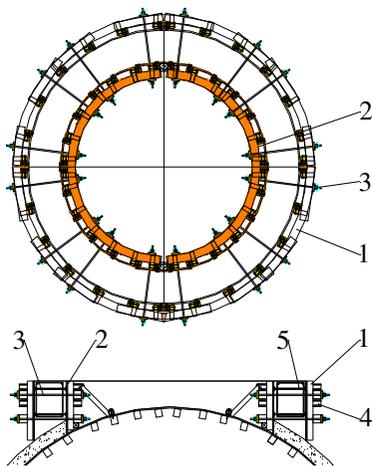
- переопирание опалубки вышележащих конструкций на нижележащие перекрытия с учетом технологических нагрузок и несущей способности самих перекрытий (рис. 10);
- использование индивидуальных деревянных ферм с наружной опалубкой, устанавливаемой поэтапно, по мере бетонирования монолитных сводов (рис. 11);
- возведение монолитного барабана купола в индивидуальной дерево-фанерной опалубке (рис. 12).



1 – опорная башня; 2 – индивидуальные фермы; 3 – временное перекрытие на основе деревянных двутавровых балок; 4 – защитное ограждение.
 Рис. 10. Опорная система опалубки монолитных конструкций
 Христорожественского собора



1 – внутренняя опалубка монолитного свода; 2 – наружная опалубка монолитного свода; 3 – временное перекрытие на основе деревянных двутавровых балок.
 Рис. 11. Опалубка монолитных сводов Христорождественского Собора¹⁾



1 – наружная опалубка монолитного барабана; 2 – внутренняя опалубка монолитного свода; 3 – винтовой тяз с гайками; 4 – балка; 5 – арматурный фиксатор точной установки щитов опалубки

Рис. 12. Опалубка монолитного барабана купола в индивидуальной деревофанерной опалубке¹⁾

¹⁾ Опорная система опалубки монолитных сводов условно не показана.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1 Разработаны новые эффективные опалубочные технологии возведения монолитных конструкций сложных и уникальных объектов, обеспечивающие оптимизацию процесса производства строительно-монтажных работ, высокие темпы строительства, качество работ и, в конечном итоге, снижение стоимости объекта.

2 Разработана методика определения бокового давления бетонной смеси на наклонную опалубку стен.

ЛИТЕРАТУРА

1. Hinrichs, B. Entwicklungen und Tendenzen Schalungssysteme / B.Hinrichs // Beton. – 2001. – № 8. – P. 436–441.

2. Абрамчук, М. Национальная библиотека Беларуси. Технология интенсивного строительства / М. Абрамчук, М. Марковский // Архитектура и строительство. – 2003. – № 2. – С. 36–37.

3. Markouski, M.F. Technology of Cast-in-Situ Inclined Outer Walls Erection. In Proceedings / M.F. Markouski, R.A. Turavets // 2nd International Conference on Advanced Construction. Lithuania: Kaunas University of Technology. – 2010. – P. 177–182.

4. Марковский, М.Ф. Распределение давления бетонной смеси на вертикальную опалубку в процессе безвибрационной укладки / М.Ф. Марковский // Сб. тр. XVI Междунар. науч.-метод. семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь". – Брест, 2009. – С. 85–90.

5. Specht, M. Druck des Frischbetons gegen eine geneigte Boden- oder Wandschalung / M. Specht // Beton- und Stahlbetonbau. – 1975. – № 11.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.6

**ТЕХНИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ И МЕТОДЫ ИСПЫТАНИЙ
ЦЕМЕНТОВ: СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ РОССИЙСКИХ
И ЕВРОПЕЙСКИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ НОРМ**

ЛЯПИДЕВСКАЯ О.Б., БЕЗУГЛОВА Е.А.

Московский государственный строительный университет
Москва, Российская Федерация

С целью облегчения обмена услугами в области строительства, ликвидации барьеров в торговле, возможности использования взаимозаменяемых строительных материалов и сопутствующей продукции, а также для создания единой основы для исследований в строительной индустрии Европейским комитетом по стандартизации (CEN) ведется разработка единых строительных норм для стран ЕС.

В настоящее время CEN приняты европейские стандарты серий EN 197, EN 196, регламентирующие классификацию, технические требования, методы физико-механических испытаний цемента и т.д. Однако действующая нормативная база строительства в странах СНГ существенно отличается от европейских, что затрудняет осуществление научно-технического и экономического сотрудничества. В этой связи в России началась разработка стандартов, гармонизированных с европейскими. Так, ГОСТ 30515 разработан с учетом стандарта EN 197-1 в части классификации и критериев соответствия, а ГОСТ 31108 содержит требования к двенадцати наиболее

лее приемлемым для применения в условиях строительства в странах СНГ видам общестроительных цементов из двадцати семи, приведенных в EN 197-1. ГОСТ 30744, гармонизированный с EN 196, разработан с целью нормативного обеспечения производителей цемента в странах СНГ методиками испытаний своей продукции, позволяющими получить аналогичные со странами ЕС результаты для сопоставимой оценки строительно-технических свойств цемента.

Вместе с тем, указанные нормативные документы не отменяют ранее существующие стандарты: ГОСТ 10178-85, ГОСТ 310.1-6, а действуют параллельно с ними в тех случаях, когда их применение экономически целесообразно.

Настоящая работа выполнена с целью выявления отличительных особенностей в технических требованиях и методах испытаний цементов согласно российским стандартам и европейским нормам.

Рассмотрим классификацию, технические требования и методы испытаний общестроительных цементов в соответствии с российскими и европейскими стандартами.

Согласно ГОСТ 10178 классификация цементов проводится по вещественному составу, в соответствии с которой цементы делят на три типа: портландцемент (без минеральных добавок), портландцемент с добавками (с активными минеральными добавками не более 20 %), шлакопортландцемент (с добавками гранулированного шлака более 20%).

ГОСТ 30515 разделяет цементы по шести основным показателям: назначению, виду клинкера, вещественному составу, прочности на сжатие, срокам схватывания, скорости твердения.

В соответствии с ГОСТ 31108 и EN 197-1 цементы классифицируют по вещественному составу на пять типов: портландцемент, портландцемент с минеральными добавками, шлакопортландцемент, пуццолановый цемент, композиционный цемент. В зависимости от вида и количества минеральных добавок каждый тип разделяется на подтипы: ГОСТ 31108 – на 12 подтипов, а EN 197-1 – на 27 подтипов.

Технические требования, предъявляемые российскими и европейскими стандартами, в целом схожи, имеются лишь незначительные различия.

Так, все рассматриваемые стандарты (ГОСТ 10178, ГОСТ 31108 и EN 197) устанавливают требования к вещественному составу цементов, материалам, входящим в состав цементов, физико-механическим свойствам (включающим прочность, сроки схватывания, равномерность изменения объема), химическим показателям. Однако согласно ГОСТ 31108 и EN 197 сроки схватывания характеризуются только началом схватывания, в то время как ГОСТ 10178 регламентирует еще и конец схватывания. Кроме того, ГОСТ 10178 предъявляет требования к тонкости помола цементов. ГОСТ 31108 содержит также требования к эффективной активности естественных радионуклидов $A_{эфф}$ (не более 370 Бк/кг). А ГОСТ 30515 выделяет обязательные и рекомендуемые показатели качества цементов.

В EN 197-1 приводятся дополнительные требования к минеральным добавкам: гранулированному доменному шлаку, пуццолановым материалам, золам-уноса, обожженным сланцам, известняку и тонкой кремнеземистой пыли.

Для цементов, выпускаемых по ГОСТ 10178, сохраняется подразделение на *марки* по прочности, которая устанавливается в возрасте 28 сут.: 300, 400, 500, 550, 600 (для некоторых видов цементов вводится дополнительный контроль прочности в возрасте 3 сут.).

EN 197-1 устанавливает *классы* цементов по прочности в возрасте 28 сут.: 32,5, 42,5, 52,5. По скорости твердения каждый класс подразделяется на нормальнотвердеющий (N) и быстротвердеющий (R). Для цементов класса 32,5N промежуточный контроль прочности при сжатии осуществляется в возрасте 2 сут., для остальных классов – в возрасте 7 сут.

Аналогичное деление на *классы* цементов по прочности и скорости твердения представлено в ГОСТ 31108. Однако в дополнение к трем классам (по EN) указанный стандарт вводит еще один класс - 22,5 N.

Принципы условных обозначений цемента согласно ГОСТ 10178, ГОСТ 31108, EN 197-1 не имеют существенных различий. Во всех случаях приводятся следующие данные: наименование цемента, марка (класс) по прочности, данные по скорости твердения, обозначение типа цемента, обозначение стандарта.

Например, портландцемент прочностью 52 МПа, без добавок, нормальнотвердеющий, в соответствии с указанными стандартами обозначается следующим образом:

Портландцемент 500-Д0-Н ГОСТ 10178-85.

Портландцемент ЦЕМ I 42,5Н ГОСТ 31108-2003.

EN 197-1 - СЕМ I 42,5 N.

Далее рассмотрим методы испытаний цемента, приведенных в ГОСТ 310.2-76, ГОСТ 310.3-76, ГОСТ 310.4-81, ГОСТ 30744-2001 и EN 196-1, EN 196-3, EN 196-6.

Методики определения тонкости помола по ГОСТ 310.2, ГОСТ 30744 и EN 196-6 схожи: по остатку на сите после просеивания и по удельной поверхности, определяемой воздухопроницаемостью слоя уплотненного цементного порошка. Различие заключается лишь в том, что в ГОСТ 310.2 используется сито с размером ячейки в свету 80 мкм (№008), а два других стандарта предусматривают применение сита с размером ячейки 90 мкм (№009). Кроме того, согласно ГОСТ 310.2 тонкость помола считается удовлетворительной, если через указанное сито проходит не менее 85% просеиваемой пробы.

Нормальную густоту и сроки схватывания цементного теста в соответствии с ГОСТ 310.3, ГОСТ 30744 и EN 196-3 определяют по погружению пестика и иглы прибора Вика. Несмотря на то, что методики испытаний во всех трех стандартах одинаковы, имеются некоторые различия. Так, например, отличаются время и технология перемешивания: согласно ГОСТ 310.3 перемешивание может осуществляться как вручную (5 мин.), так и с помощью смесителя, в то время как в соответствии с ГОСТ 30744 и EN 196-3 перемешивание проводят только в смесителе в течение 3 мин. Нормальной густотой цементного теста согласно ГОСТ 310.3 считают такую консистенцию, при которой пестик прибора Вика, погруженный в кольцо, не доходит до стеклянной пластины на 5-7 мм, а в соответствии с ГОСТ 30744 и EN 196-3 этот показатель составляет 1-6 мм. Согласно ГОСТ 310.3 концом схватывания цементного теста считают промежуток времени от момента затворения до момента, когда игла опускается в тесто не более чем на 1-2 мм; в соответствии с ГОСТ 30744 и EN 196-3 для определения конца схватывания используют иглу с концевой насадкой, а концом схватывания считают время, прошедшее с момента загрузки цемента в смеситель, до момента, когда игла проникает в цементное тесто на 0,5 мм.

Рассмотрим далее определение равномерности изменения объема цемента при твердении. Принцип определения согласно ГОСТ 310.3, ГОСТ 30744 и EN 196-3 одинаков: кипячение образцов цементного теста стандартной консистенции в течение 3 ч. Однако виды образцов и критерии их оценки несколько различаются. Так, в соответствии с ГОСТ 310.3 образцы имеют вид лепешек диаметром 7-8 см, качество которых определяют путем осмотра их поверхности после кипячения для выявления искривлений и трещин. ГОСТ 30744 и EN 196-3 предусматривают проведение испытания в кольцах Ле-Шателье и оценивают качество цемента по изменению расстояния между концами индикаторных игл до и после кипячения (которое не должно превышать 10 мм).

Определение предела прочности согласно ГОСТ 310.4, ГОСТ 30744 и EN 196-1 выполняется испытанием стандартных образцов-призм, изготовленных из цементно-песчаного раствора размером 40x40x160 мм. Технология изготовления и условия хранения образцов, а также схемы испытания и порядок обработки результатов схожи. Однако существует ряд различий.

Согласно ГОСТ 310.4 при изготовлении цементно-песчаного раствора для образцов может применяться как монофракционный, так и полифракционный песок; для приготовления цементно-песчаного раствора начальное В/Ц принимают равным 0,4, если при таком В/Ц расплыв конуса на встряхивающем столике составляет 106...115 мм. В соответствии с ГОСТ 30744 и EN 196-1 в качестве мелкого заполнителя может применяться только полифракционный песок определенного гранулометрического состава, а для изготовления раствора В/Ц принимают равным 0,5. Различаются также и способы уплотнения. Так, согласно ГОСТ 310.4 при изготовлении образцов уплотнение раствора в формах производят вибрированием в течение 3 мин, а в соответствии с ГОСТ 30744 и EN 196-1 – встряхиванием в количестве 120 раз. Есть и другие технологические особенности проведения испытаний (различные сроки выдерживания образцов в воде и т.д.)

В соответствии с ГОСТ 310.4 и ГОСТ 30744 определение марки по прочности определяется по результатам испытаний стандартных образцов-призм на изгиб и их половинок на сжатие; по EN 196-1 определение класса по прочности определяется только по результатам испытаний половинок образцов-призм на сжатие. ГОСТ

310.4 также допускается определение марочной прочности образцов в раннем возрасте после пропаривания.

Еще одним существенным различием, затрудняющим сопоставление результатов испытаний, является использование нажимных пластин разной площади при испытании половинок призм на сжатие: 2500 мм² – по ГОСТ 310.4, 1600 мм² – по EN 196-1. ГОСТ 30744 допускает применение нажимных пластин как площадью 2500, так и 1600 мм².

Согласно ГОСТ 310.4 предел прочности при сжатии вычисляют как среднее арифметическое значение четырех наибольших результатов испытания шести образцов; в соответствии с ГОСТ 30744 и EN 196-1 предел прочности при сжатии вычисляют как среднее арифметическое значение результатов испытания шести образцов.

Таким образом, несмотря на схожесть технических требований и методов испытаний, имеющиеся различия в методиках, а также критериях оценки, не дают возможности адекватно сравнивать результаты, полученные по существующим российским и европейским стандартам. Проводимая в настоящее время актуализация российских стандартов и переход к стандартам, гармонизированным с европейскими, позволит привести в соответствие нормативные документы в области строительных материалов и тем самым устранить существующие противоречия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ляпидевская О. Б., Безуглова Е. А. Цементы. Технические требования. Методы испытаний. Сравнительный анализ российских и европейских строительных норм: учебное пособие, Москва: МГСУ, 2014. 84 с.

2. ГОСТ 310.1-76 Цементы. Методы испытаний. Общие положения.

3. ГОСТ 310.2-76 Цементы. Методы определения тонкости помола.

4. ГОСТ 310.3-76 Цементы. Методы определения нормальной плотности, сроков схватывания и равномерности изменения объема.

5. ГОСТ 310.4-81 Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии.

6. ГОСТ 5382-91 Цементы и материалы цементного производства. Методы химического анализа.

7. ГОСТ 10178-85 Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.
8. ГОСТ 30515-97 Цементы. Общие технические условия.
9. ГОСТ 30744-2001 Цементы. Методы испытаний с использованием полифракционного песка.
10. ГОСТ 31108-2003 Цементы общестроительные. Технические условия.
11. EN 196-1:2005 Методы испытания цемента. Часть 1. Определение прочности.
12. EN 196-3:2005 Методы испытаний цемента. Часть 3. Определение времени схватывания и постоянства объёма цемента.
13. EN 196-6:1989 Методы испытаний цемента. Часть 6. Определение тонкости помола.
14. EN 197-1:2011 Цемент. Часть 1. Состав, технические условия и критерии соответствия для обычных цементов.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.6:699.82; 691.32

**ХИМИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА МИНЕРАЛЬНЫХ
КОМПОЗИЦИЙ ЗАЩИТНЫХ ПОКРЫТИЙ С ФУНКЦИЯМИ
БРОНИРОВАНИЯ И РЕГЕНЕРАЦИИ**

МУЛЯРЧИК В.С., ПОЛЕЙКО Н.Л.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Применяемые в настоящее время методы первичной защиты не всегда обеспечивают требуемую долговечность железобетонных конструкций. Поэтому, ремонт и восстановление бетонных конструкций с устройством вторичной защиты является одной из актуальных проблем и задач градостроительства и эксплуатации.

Анализ экспериментальных данных, материалов и практического опыта по разработке и применению систем вторичной защиты [1,2] показывает, что наиболее изученными являются системы противокоррозионных полимерных покрытий, в то время как минеральные защитные композиции до сих пор представлены слабо.

Создание бронирующего защитного слоя является актуальным для вторичной защиты конструкций, подвергающихся комплексным воздействиям: механическим и агрессивным средам, когда возможно повреждение защитного слоя и требуется его восстановление. В этот момент на стыке физики, химии и математики рождаются новые аспекты регенерации структуры.

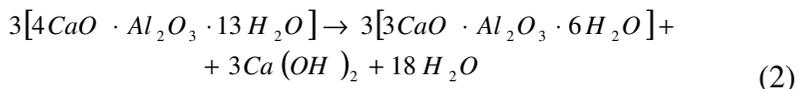
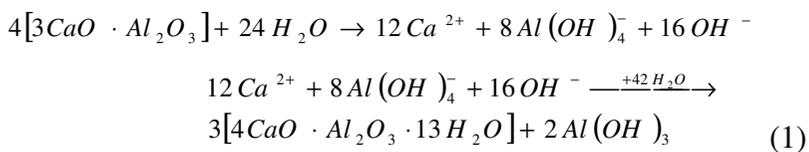
В попытках решить поставленную задачу и появляются гипотезы, практические решения и множество разночтений в сущности одних и тех же нерегулируемых процессов созревания и старения бетона. Очевидно, что создание в ближайшее время универсальной защитной композиции невозможно, поскольку в зависимости от начальных характеристик, условий эксплуатации и возраста на момент ремонта бетон имеет непредсказуемую степень износа. Тем не менее общность взглядов на свойства минеральных защитных композиций можно представить в виде требований к ним:

1. Минеральная защитная композиция должна иметь свойство совместимости с материалом защищаемой конструкции. Т.о., композиция должна стать свойством материала и не зависеть от его начальных характеристик.

2. Минеральная защитная композиция должна иметь свойство функциональной проницаемости для обеспечения влажного и температурного равновесия бетона или раствора конструкции и внешней средой, и в то же время обеспечивать конструктивную непроницаемость для агрессивной среды.

3. Свойства защитной композиции должны быть распределены равномерно относительно площади или объема защищаемой конструкции.

Сложность подбора состава минеральных защитных композиций заключается в первую очередь в отсутствии единой и целостной картины процессов гидратации цементов. Дискуссионным остается вопрос о преобладании того или иного механизма гидратации – через раствор (жидкофазного) или топохимического [3,4,5].



Общепринятыми представлениями можно считать реакции гидратации через растворение, которые проходят в такой последовательности: на поверхности зерен образуются гидратированные ио-

ны – ионы диффундируют с поверхности в раствор – ионы вступают в реакцию друг с другом, образуя молекулы гидратных новообразований – молекулы образуют зародыши кристаллической гидратной фазы – кристаллические зародыши растут, образуя коллоидные частицы, выпадающие в осадок.

Тем не менее, минеральная защитная композиция с заложенной в ней формулой будет работать с требуемым результатом, если задаться ограничениями пределов возможностей. Суть сводится к простой эстафете реакций смещения фаз цементного камня:

- проникнуть в старый бетон;
- растворить все то, что поддается растворению в любой степени;
- распределиться в свободном объеме тела бетона;
- затвердеть единым монолитом.

Тяжелому бетону для приобретения свойств долговечности недостаточно времени полноценного созревания структуры [4,5]. Это время есть в резерве сроков эстафетных реакций, начиная с гидратации цемента. Представление о процессах восстановления бетона заключается в растворении исходных метастабильных вяжущих. Спонтанное выделение твердой фазы из метастабильного раствора невозможно, но она выделяется при введении соответствующих затравок.

Скорость и объем растворения зависят от энергетических характеристик растворителя и степени разрушения связей между вяжущим и заполнителем. Продукты растворения образуют пересыщенные растворы. Пересыщение раствора неустойчиво. При увеличении пересыщения раствора сверх некоторого предела наступает самопроизвольная кристаллизация, при которой образуются более термодинамически устойчивые гидратные новообразования. Эти гидратные новообразования характеризуются меньшей растворимостью, большей площадью поверхности и высокой плотностью [6].

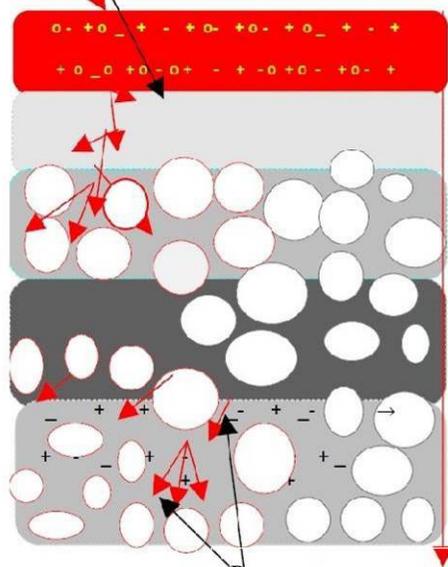
Сольватная теория процессов твердения цементного камня хорошо описывает причины несовершенств его структуры. Это обусловлено незавершенностью и нестабильностью реакций гидратации, представленных на примере формул (1) и (2).

Затворение цементного теста происходит за одну стадию, а реакции растворения вяжущего и его схватывания в удельном объеме смеси протекают эстафетно (формула 1). Именно поэтому бетон можно представить как совокупность продуктов завершенных и не-

завершенных фазовых состояний (рис. 1), которые по своей физической природе могут сосуществовать только в условиях стабильного гидротермического равновесия со средой. В реальных условиях стабилизация завершается разрушением бетона.

Минеральная защитная композиция

Заполнение пустот между частицами заполнителя и водным раствором минеральной композиции



Реакция «проникания – растворения»

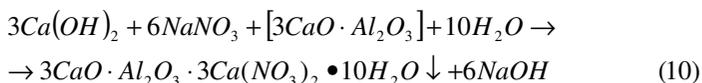
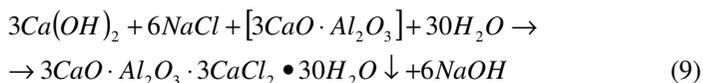
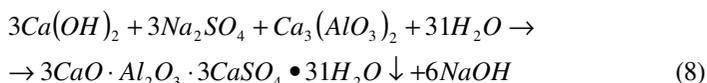
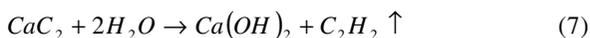
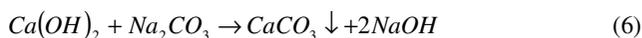
- твердая фаза структуры с капиллярно-пористой системой;
- кристалло-аморфные образования геля цементного камня;
- аморфные и жидкие фазы геля цементного камня;
- заполнитель бетона в оболочке минеральной композиции;

Рис. 1. Взаимодействие минеральной композиции со структурой бетона

Задача догидратации вяжущего в бетоне и является в основе проектирования состава и свойств минеральных защитных композиций, что и обеспечит совместимость с бетоном.

Совместимостью защитных композиций с защищаемым материалом называется свойство образовывать в результате их реакций продукт с реологическими свойствами, подобными защищаемому материалу.

Кристаллохимическое подобие бетону должно быть обусловлено реагированием электролитов с продуктами пост- и межфазовых состояний цементного камня (фазовый спектр цемента, продукты карбонизации и минеральные растворы). Создание последовательных реакций проникания, растворения и докристаллизации осуществимо только в зрелой капиллярно-пористой системе, где нет влияния хемосорбции воды, растворов солей, экзотермических процессов и активного выделения газов.



Используя идеализированную структуру бетона, рассматриваем взаимодействие минеральной композиции (электролитов) с различными фазовыми состояниями цементного камня (рис.1), которые распределяются в зависимости от стадии высыхания по глубине от поверхности испарения [7]. Минеральный защитный состав, нанесенный на поверхность старого бетона в виде слоя раствора, проникает в бетон под воздействием капиллярного подсоса и осмотической диффузии. Его проникновение предполагает повышение рас-

творимости алита и белита, продукты диссоциации которых в последующем должны гидратировать (уравнения 3-5) и кристаллизоваться в области твердой фазы, создавая новообразования трудно-растворимых групп (формулы 11 и 12):

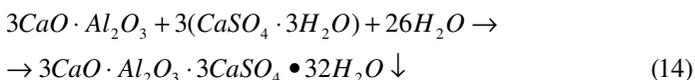
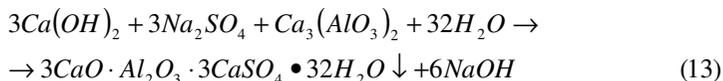


Заполнение пор и полостей в бетоне дисперсными пластинчатыми кристаллами гидроксосолей с огромной площадью поверхности должно обеспечить его непроницаемость воде, а также жидкостям с высокой поверхностью раздела (кислоты, щелочи, нефть и ее продукты).

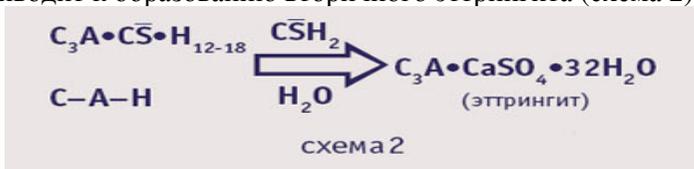
В области кристалло-аморфных фаз (рис. 1) раствор защитного состава будет осложнен катионными и анионными избытками ранее диссоциировавших минералов. В этой фазе цементного камня наблюдается разложение этtringита на алюминатно-кальциевые составляющие, которые в дальнейшем образуют гидросульфаты кальция и алюминаты с выделением воды и катионов натрия. Влияние натрия заключается в увеличении ионной силы внутриводного раствора и стабилизации окислов на арматуре (пассивирующее действие). Также это должно обеспечить длительную проницаемость раствора, повышение прочности структуры бетона малорастворимыми прочными кристаллами (уравнение 8) трехкальциевого ГСАК (гидрат сульфалюмината кальция), гидрат хлоралюмината кальция (уравнение 9) и гидрат нитро-алюмината кальция (уравнение 10), а также устойчивую защиту арматуры от коррозии гидроксидом натрия (уравнения 6, 8, 9, 10).

Известно, что присутствие едких щелочей в цементном камне существенно понижает растворимость гидроксида кальция, что в принципе может затруднить образования кристаллов по уравнениям 8-10. Учитывая это, В.В. Яковлев [8] развивает гипотезу о тормозящем влиянии щелочей на развитие кристаллов сульфатов и, как следствие, сульфатной коррозии: При высоком содержании щелочей растворимость гидроксида кальция понизится настолько, что образование ГСАК (формула 8) станет невозможным, и процесс реакций начнется лишь тогда, когда щелочь за счет диффузии будет выведена из бетона.

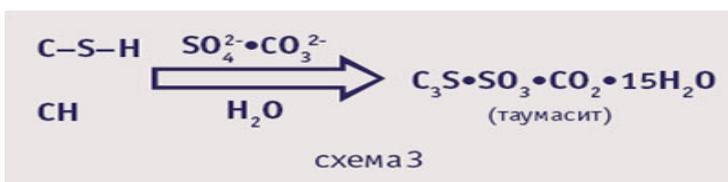
Еще одной причиной шаткости теории реакций по формулам 8-10 является зависимость компонентов бетона и химических реакций от температурного фактора. Так, например, при положительных температурах окружающей среды возможна иная реакция, нежели описанная в формуле 8, с образованием первичного этtringита по схеме 1 (формулы 13 и 14):



Результаты исследований [6,8,9,10] показали, что этtringит и таумасит всегда находятся в кристаллической смеси. Однако процентные соотношения зависят от внешних условий, воздействующих на систему [9,10]. Более высокая температура (от $+20 \pm 2$ °C) приводит к образованию вторичного этtringита (схема 2):



Пониженная температура окружающей среды ($+4 \pm 2$ °C) стимулирует образование таумасита (схема 3):



В таких условиях обоснованными являются технические условия в части способа защиты бетонных поверхностей, достигаемые тем, что способ защиты с нанесением композиции включает предварительную обработку защищаемой поверхности на глубину открытой поровой системы бетона путем выполнения систематически расположенных на ней углублений с образованием ячеистой поверхности площадью, большей, чем площадь защищаемой поверхности, пропитывание водой ячеистой поверхности в течение 36-48 часов, при-

чем площадь подготовленной ячеистой поверхности устанавливают в зависимости от температуры пропитанного водой бетона перед нанесением на него защитной композиции из выражения:

$$S = [1,4 - k \cdot (t - 5)] \cdot w \quad (15)$$

где S – площадь ячеистой бетонной поверхности, подготовленной к нанесению защитной композиции;

$k=0,01^{\circ}\text{C}^{-1}$ – коэффициент размерности;

t – температура бетона, пропитанного водой, $^{\circ}\text{C}$;

w – площадь защищаемой поверхности, м^2 .

ЛИТЕРАТУРА

1. Железобетон в XXI веке: состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России / Госстрой России; НИИЖБ. – Москва: Готика, 2001. – 684с.
2. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами – М: Стройиздат, 2004. – 144с.
3. Курбатова И.И. Химия гидратации портландцемента. – М.: Стройиздат, 1977. – 159с.
4. Горшков В.С., Савельев В.Г., Федоров Н.Ф. Физическая химия силикатов и других тугоплавких соединений. – М.: Высшая школа, 1988. – 400с.
5. Кузнецова Т.В., Кудряшов И.В., Тимашев В.В. Физическая химия вяжущих материалов. – М.: Высшая школа, 1989. – 384с.
6. A.M. Neville Properties of concrete. – New York, 1995. – 844p.
7. A.V. Rusinov Exterior Walls In Extreme Climates / Protection of concrete, Conference of Dundee, Scotland, UK – 1990. – pp.541-547.
8. Яковлев В.В. Особенности механизма и кинетики коррозии бетона в жидких сульфатных средах / Материалы международной конференции «Долговечность строительных конструкций. Теория и практика защиты от коррозии» - М.:2002. – с. 257-261.
9. Clark L. Thaumasite form of sulfate attack // Concrete International. Vol. 22, № 2, February 1999. p. 37–40.
10. Collepardi M. Damage by Delayed Ettringite Formation – A Holistic Approach and New Hypothesis // Concrete International. Vol. 21, № 1, January 1999. p. 69–74.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 621.311

**ПРИМЕНЕНИЕ ГРАНИТНОГО МИКРОЗАПОЛНИТЕЛЯ
В ПРОИЗВОДСТВЕ ЯЧЕЙСТЫХ БЕТОНОВ**

ОПЕКУНОВ В.В.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Объемы производства сборных изделий из газобетона на основе известково-цементного вяжущего (ИЦВ) и известково-песчаного вяжущего (ИПВ) в странах СНГ и ЕС достигли нескольких десятков миллионов кубометров.

Свое название ячеистые бетоны автоклавного твердения (ЯБАТ) на основе вяжущих систем (ВС) типа $\text{CaO}+\text{SiO}_2+\text{H}_2\text{O}$ получили от аппарата «автоклав» для осуществления синтеза гидросиликатов кальция (ГСК).

В странах СНГ в основном производят газобетон автоклавного твердения (ГАТ) – разновидность ЯБАТ (в ЕС - Autoclaved Aerated Concrete (AAC) – средней плотностью $\rho=400-500 \text{ кг/м}^3$. Сборные изделия из ЯБАТ в виде пенобетонов по ряду причин в СНГ практически не производят.

До принятия СТБ 1570 в Республике Беларусь (РБ) определения ячеистых бетонов не было, но было понимание того, что есть качественный бетон на ИЦВ с порами в виде ячеек, твердеющий по схеме синтеза долговечных ГСК. Для его микро(нано) структурооб-

разования необходимы высокие температура (Т) и влажность (W), которые проще всего создать в автоклаве (температура пара $T < 473 \text{ K}$). Так появился ГАТ с $\rho > 300 \text{ кг/м}^3$, твердеющий при повышенном давлении.

В СТБ 1570 регламентированы свойства ЯБАТ на основе гидратационно-синтетической вяжущей системы (ИЦВ+ИПВ) и ячеистых бетонов неавтоклавного твердения (ЯБНТ) на основе гидратационной (портландцементной) ВС. В ЯБАТ и ЯБНТ реализуются принципиально различные химические механизмы микро(нано)структурообразования (см. ТКП 5.03-137-2009 «Изделия из ячеистого бетона. Правила изготовления») [1].

В РБ разработан СТБ 1727-2007 «Песок для производства силикатных изделий. Технические условия». Область применения СТБ 1727-2007 «...распространяется на пески кварцевые, кварцево-полевошпатовые и полиминерального состава, образовавшиеся в результате естественного разложения горных пород или являющиеся продуктами их переработки, применяемые для изготовления изделий из силикатного бетона плотной и ячеистой структуры, силикатных камней и кирпича».

В п.4.4 СТБ 1727-2007 регламентировано: «допускается применение песка, не удовлетворяющего требованиям, изложенным в таблице 2 и таблице 3, если изготовленные с его применением изделия удовлетворяют требованиям стандартов на соответствующие виды изделий».

Ячеистые бетоны автоклавного твердения на основе гранитного микрозаполнителя

В Республике Беларусь из ГАТ производят в основном качественные неармированные стеновые блоки по СТБ 1117-98 с $\rho > 400 \text{ кг/м}^3$.

В работе [2] приведены примерные данные о свойствах ячеистых бетонов автоклавного и неавтоклавного твердения при $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ (микрозаполнитель (МЗ) – кварцевый песок, активированный помолом в шаровой мельнице).

В работе [3] показано, что, перспективным представляется технологическое направление по применению при изготовлении автоклавного ячеистого бетона МЗ композиционного состава в виде смесей кварцевого песка с алюмосиликатными горными породами.

Алюмосиликатные горные породы в РБ в качестве МЗ не используют (вяжущую систему $\text{CaO}+\text{SiO}_2+\text{Al}_2\text{O}_3+\text{H}_2\text{O}$ в заводском производстве изделий из ячеистых бетонов не применяют).

В свое время в Украине «попутчики» при добыче перлитов – липариты по ТУ 21 УССР 433-87 «Сырье липаритовое для производства силикатных материалов» - рассматривались как сырьевые техногенные продукты (отвальные породы) для производства ГАТ.

Работы по использованию природных алюмосиликатов в виде липаритов выполнялись в середине 1980-х годов в Киевском НИИСМИ [2, 3].

Гранитоиды (диориты, кварцевые диориты, гранодиориты и прочие породы) Микашевичского карьера также содержат в своем составе алюмосиликатные минералы. При этом содержание общего кремнезема доходит до 65% (кварца – до 40%) [4,5]. Главными породообразующими минералами гранитов являются олигоклаз-андезин № 20-35, щелочной полевой шпат, кварц, биотит, редко роговая обманка. Есть также магнетит, сфен, апатит, циркон, пирит.

Исходя из анализа производства ячеистых бетонов в РБ, вполне обоснованным представляется техническое предложение о возможности применения гранитоидной минеральной добавки в производстве ГАТ. При этом наряду с традиционной вяжущей системой $\text{CaO}+\text{SiO}_2+\text{H}_2\text{O}$ в сырце будет присутствовать и вяжущая система $\text{CaO}+\text{SiO}_2+\text{Al}_2\text{O}_3+\text{H}_2\text{O}$, практически не содержащая илистых и глинистых примесей.

Результаты поисковых экспериментов подтверждают высказанную гипотезу [5].

На основании имеющихся данных могут быть предложены принципиальные технологические схемы (некоторые из множества) применения МЗ из горных пород микашевичского месторождения (гранитоидный микрозаполнитель - ГМЗ) в производстве конструктивно-теплоизоляционных ячеистых бетонов автоклавного твердения.

Схема 1-1. Предполагает применение портландцемента с минеральной добавкой по ТУ ВУ100649721.116-2010 «Портландцемент с минеральной добавкой из молотого гранитного отсева (опытная партия)» (ПЦГ) вместо песчанистого цемента по ТУ ВУ 590118065.562 «Портландцемент песчанистый. Технические условия» (ПЦП). Основная вяжущая система традиционная –

$\text{CaO}+\text{SiO}_2+\text{H}_2\text{O}$. Доля вяжущей системы $\text{CaO}+\text{SiO}_2+\text{Al}_2\text{O}_3+\text{H}_2\text{O}$ незначительна. В технологии изготовления изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения в виде ГАТ на ИПВ и кварцевом песке, например, на ОАО "Минский комбинат силикатных изделий" (МКСИ), изменится только состав сырьевой смеси (будет другой ПЦ). Оборудование будет задействовано согласно действующему заводскому технологическому регламенту при температуре автоклавной обработки 175-183°C (давление 0,9-1,1 МПа).

Схема 1-2. Предполагает применение вместо ИПВ известково-гранитного вяжущего (ИГВ). В технологии изготовления изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения в виде ГАТ, например, на МКСИ, изменится состав сырьевой смеси (будет ИГВ вместо ИПВ). Оборудование будет задействовано согласно действующему заводскому технологическому регламенту при температуре автоклавной обработки 175-183°C (давление 0,9-1,1 МПа).

Попутно можно испытать известково-гранитное вяжущее (ИГВ) и в производстве силикатного кирпича.

Схема 1-3. Предполагает применение горных пород микашевичского месторождения в составе гранитного шлама вместо песчаного шлама. В технологии изготовления изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения в виде ГАТ на ИПВ, например, на МКСИ, изменится состав сырьевой смеси (гранитный шлам вместо песчаного шлама). Оборудование будет задействовано согласно действующему заводскому технологическому регламенту при температуре автоклавной обработки 175-183°C (давление 0,9-1,1 МПа).

Схема 1-4. Сырьевая смесь для производства цементного ГАТ в виде ЦГБ может быть двухкомпонентной, состоящей, например, из бездобавочного портландцемента (ПЦ 400-Д0; около 50%) или ПЦГ и минерального гранитоидного микрозаполнителя (ГМЗ; около 50%) в виде мелких фракций (товарный продукт; частицы не более 160 мкм). При двухкомпонентной сырьевой смеси при изготовлении ЦГБ изменятся дозирование и режим работы смесителя. Температура автоклавной обработки 175-183°C (давление 0,9-1,1 МПа).

Таблица 1

Прогнозируемый уровень параметров качества различных ГАТ

Схема	Прогнозируемый уровень параметров (ранг)			
	прочность	вид вяжущего	микрозаполнитель	усадка
1-1	10	ИПВ +ПЦГ	П+ГМЗ	1
1-2	10	ИГВ+ПЦП (ПЦГ)	П+ГМЗ	1
1-3	10	ИПВ +ПЦП (ПЦГ)	П+ГМЗ (шлам)	1
1-4	7	ПЦП или ПЦГ или ПЦ	ГМЗ (отсев; сухая мелкая фракция)	3
1-5	8	ПЦП или ПЦГ или ПЦ	ГМЗ (сухой помол)	3
1-6	8	ПЦП или ПЦГ или ПЦ	ГМЗ (мокрый помол)	3
1-7	10	К+Г+ГМЗ (совместный помол)	-	2
ГАТ на ИПВ, ПЦ и кварцевом песке	10	ИПВ +ПЦ	П (мокрый помол)	1

Примечания: 1. Формовочные смеси в схемах (1-4)-(1-7) двухкомпонентные. 2. Минимальный уровень параметра (ранга) - 1; максимальный уровень параметра (ранга) - 10; 3. Обозначено: П – кварцевый песок; Г – гипсовый камень; К - клинкер.

Схема 1-5. Аналогична схеме 1-4, но при этом ГМЗ является продуктом сухого помола (остаток на сите 008 - 12-15%; примерно ПЦ:ГМЗ=1:1) горных пород микашевичского месторождения в условиях РУП «Гранит» или завода ячеистого бетона. При двух-

компонентной сырьевой смеси при изготовлении ЦГБ изменяется дозирование и режим работы смесителя. Температура автоклавной обработки 175-183°C (давление 0,9-1,1 МПа).

Схема 1-6. Аналогична схеме 1-4, но при этом ГМЗ является продуктом мокрого помола (остаток на сите 008 - 12-15%; примерно ПЦ:ГМЗ=1:1) горных пород микашевичского месторождения в условиях завода ячеистого бетона (гранитный шлам вместо песчаного шлама). При двухкомпонентной сырьевой смеси при изготовлении ЦГБ изменяется дозирование и режим работы смесителя. Температура автоклавной обработки 175-183°C (давление 0,9-1,1 МПа).

Схема 1-7. В условиях завода ячеистого бетона приготавливают сухую смесь ПЦ+ГМЗ (примерно ПЦ:ГМЗ=1:1). Для этого в мельницу загружают смесь: клинкер+гипс+гранитоид. Температура автоклавной обработки 175-183°C (давление 0,9-1,1 МПа).

Учитывая имеющуюся научную информацию, на основе двухкомпонентной смеси ПЦ+ГМЗ (см. схемы (1-4)-(1-7)) возможно получение цементного газобетона (ЦГБ), твердеющего, например, в автоклаве при давлении до 0,4 МПа (температура $T=130-140^{\circ}\text{C}$).

Можно также отказаться от тепловых камер за счет применения ускорителя схватывания цементных смесей. Есть научная информация о том, что снижение температуры автоклавной обработки до 140°C позволяет уменьшить при той же продолжительности цикла автоклавной обработки расход пара в 1,4-1,6 раза.

При $T=130-140^{\circ}\text{C}$ в ЦГБ уже образуются качественные ГСК (степень закристаллизованности ГСК достаточная, усадка ЦГБ нормальная) со свойствами, сопоставимыми со свойствами ГСК, которые получают, производя традиционный ГАТ из смеси ПЦ+известь+кварцевый песок при $T=175-183^{\circ}\text{C}$ (давлении 0,9-1,1 МПа). Варьирование составом сырьевой смеси и давлением автоклавирования сырца (см. схемы (1-4)-(1-7)) позволит предложить промышленности разнообразие технологических схем производства ячеистых бетонов автоклавного твердения различной средней плотности с применением ГМЗ (таблица 1).

Ячеистые бетоны неавтоклавного твердения на основе гранитного микрозаполнителя

Сложилось так, что под качественными ячеистыми бетонами в развитых странах производители и строители понимают прежде

всего различные ГАТ-ААС на традиционном сырье. Вместе с тем известно производство ЯБАТ на цементе (без извести) [1,2].

В свое время в СССР была разработана Программа по развитию производства и применения изделий из ячеистого бетона не только в виде ГАТ, но и из цементного ЯБНТ по ГОСТ 25485-86 «Бетоны ячеистые. ТУ».

Вместе с тем в РБ не производили качественные промышленные цементные ЯБНТ и изделия из них по классической резательной (струнной) технологии. По всей видимости в свое время при разработке СТБ 1570 по какому-то соглашению с РФ в стандарт были включены ранее полученные в РФ или СССР данные о цементном ЯБНТ (см. ГОСТ 25485).

При твердении гидратационной (цементной) ВС также, как и в ГАТ, образуются минералы группы ГСК, но уже вследствие гидратации клинкерных минералов. При этом ТВО сырца цементного ЯБНТ (цементного пенобетона (ЦПБ) или ЦГБ) может осуществляться в пропарочной камере или в автоклаве при атмосферном давлении ($P=0,0$ МПа), в т.ч. может быть использован автоклав с выработанным ресурсом.

Отличительным признаком всех цементных ячеистых бетонов (ЦПБ и ЦГБ) является возможность микро(нано)структурообразования в т.ч. и в естественных условиях, что позволяет выполнять монолитное бетонирование конструкций, например, по схеме фирмы «Неопор», что невозможно осуществить, применяя смеси для производства ЯБАТ [5].

В цементных ячеистых бетонах в качестве МЗ возможно применение не только кварцевого песка или вторичных продуктов обогащения руд, но и других горных пород и техногенных продуктов, в т.ч. и алюмосиликатных (см. СТБ 1727-2007).

Природа адгезионной связи между цементирующей гидросиликатной матрицей и плотным МЗ в ГАТ и ЦГБ различна и изучена не достаточно.

В работе [1] анализируется термодинамическая концепция адгезии, согласно которой для создания прочного контакта (R_a) в системе «МЗ – ГСК-матрица» в ГАТ необходимо выполнение условия

$$G_1 < G_2,$$

где G_1 – поверхностная энергия элементов ВС; G_2 – поверхностная энергия МЗ.

Как следует из неравенства высокий уровень R_a достижим при осуществлении активации МЗ, т.е. повышении уровня G_2 , т.к. вяжущее имеет достаточно высокий уровень G_1 . При недостаточном уровне G_2 (неактивированный МЗ) имеет место низкий уровень R_a .

Для ускорения твердения цементных ЯБНТ тоже лучше создать внешние условия с повышенными уровнями T (повышенный уровень P для этого не обязателен) и W .

Цементные (гидратационные) бетоны называли «бетоны неавтоклавного твердения» (без видимой причины заложили альтернативность синтетическим бетонам автоклавного твердения), хотя сразу могли назвать, например, ЯБНТ - «гидратационный ячеистый бетон», а ЯБАТ - «синтетический ячеистый бетон».

В дальнейшем совершенно необоснованно в один общий стандарт (в РБ - СТБ 1570) свели технические требования и к ЯБАТ, и к цементным ЯБНТ, т.е. к ячеистым бетонам на основе ГСК различного происхождения (см. ГОСТ 25485).

Разработчики нормативов проигнорировали то обстоятельство, что ЯБНТ существует неопределенное множество и не только на основе ГСК.

К моменту введения ГОСТ 25485 производились изделия из ЯБНТ в виде пено-, газогипсов, ЯБНТ на основе жидкого стекла и т.д., твердеющие, например, в процессе сушки сырца в устройствах «неавтоклавах».

Согласно СТБ 1570 бетон неавтоклавного твердения – бетон, твердеющий в естественных условиях, при электропрогреве или в среде насыщенного водяного пара при атмосферном давлении.

На Николаевском КСИ (Украина) в 1980-е годы при создании «баротехнологии» проводились массовые формовки цементных ЯБНТ (ЦГБ, ЦПБ и газопенобетона), было организовано производство стеновых мелких блоков с $\rho=600-800$ кг/м³ по резательной (струнной) технологии путем поднятия рамы со струнами.

Отверждение сырца цементного газопенобетона осуществляли в автоклаве при избыточном давлении $P=0,6-0,9$ МПа. Опытные формовки цементного газопенобетона выполнялись и при отверждении сырца в автоклаве при $P=0,0-0,2$ МПа.

Смысл включения в СТБ 1570 параметров цементного ЯБНТ, который объективно имеет более низкий уровень основных физико-технических свойств по сравнению, например, с газобетонами авто-

клавного твердения (ГАТ), состоит в том, что технология получения цементных изделий, например, из ЦГБ (эти изделия предпочтительнее изделиям из ЦПБ) в целом отвечает актуальным требованиям энергоресурсосбережения как в производстве, так и в сфере применения изделий.

Известно, что степень долговременного влияния множества технологических факторов на прочность (R) и другие физико-технические свойства (усадку, набухание, ползучесть, морозостойкость и т.д.) существенно возрастает по мере уменьшения средней плотности как ГАТ, так и цементного ЯБНТ (ЦПБ и ЦГБ) [1,2].

Поисковые эксперименты показали, что применение активированных (молотых) в шаровой мельнице гранитоидов позволяет получать цементный газобетон [5].

Для производства качественных сборных изделий из ЦГБ следует использовать элементы технологических линий (смесители, формы, резательные установки, оборудование для активации сырья) для производства качественных изделий из ГАТ.

Вяжущие системы для производства ЦГБ и ЦПБ включают ПЦ+дисперсный минеральный МЗ. В зависимости от средней плотности ЯБНТ соотношение между клинкерной частью вяжущей системы и МЗ варьируется в некотором диапазоне.

Смесители для приготовления ячеистобетонных смесей должны быть турбулентными. Технология производства ЯБНТ и соответствующих армированных и неармированных изделий должна быть резательной.

При давлении P~0 автоклав работает в режиме пропарочной камеры (T = 85-90°C). При этом получают ГСК со свойствами, требующими улучшения (степень закристаллизованности ГСК недостаточная, что приводит к повышенной усадке ЦГБ по сравнению с усадкой ГАТ).

Взаимосвязь между контракцией и усадкой не установлена. Отметим, что нормировать следует не 3 мм/м, а предельный размер изделий из ЯБНТ, чтобы в них не было трещинообразования. Поскольку основная продукция - неармированные стеновые блоки длиной до 600 мм, то лучше бетона для них, чем ЦГБ, и не нужно.

Введение в формовочную смесь волокнистого компонента уменьшает усадку ЦГБ [5].

Нижеприведенные принципиальные технологические схемы (некоторые из множества) применения ГМЗ в производстве цементных газобетонов базируются на основном оборудовании (смесители, резательные машины, автоклавы и прочее) для производства традиционного ГАТ на основе ПЦ, ИПВ и молотого кварцевого песка при температуре автоклавной обработки или ТВО в других устройствах $T=85-90^{\circ}\text{C}$ (давление атмосферное).

Схема 2-1. Предполагает применение портландцемента с минеральной добавкой по ТУ ВУ100649721.116-2010 «Портландцемент с минеральной добавкой из молотого гранитного отсева (опытная партия)» (ПЦГ) в сочетании с песчаным шламом.

Таблица 2

Прогнозируемый уровень параметров качества различных ЦГБ

Схема	Прогнозируемый уровень параметров (ранг)			
	прочность	вяжущее	микрозаполнитель	усадка
2-1	6	ПЦГ	П (шлам)	8
2-2	6	ПЦП или ПЦГ или ПЦ	ГМЗ (шлам)	8
2-3	5	ПЦП или ПЦГ или ПЦ	ГМЗ (отсев; сухая мелкая фракция)	10
2-4	6	ПЦП или ПЦГ или ПЦ	ГМЗ (сухой помол)	8
2-5	7	К+Г+ГМЗ (совместный помол)	-	6

Примечания: 1. Формовочные смеси двухкомпонентные. 2. Минимальный уровень параметра (ранга) - 1; максимальный уровень параметра (ранга) – 10 (см. табл. 2.9); 3. Обозначено: П – кварцевый песок; Г – гипсовый камень; К - клинкер. 4. Температура автоклавной обработки или ТВО в других устройствах $T=85-90^{\circ}\text{C}$.

Схема 2-2. Предполагает применение бездобавочного ПЦ или портландцемента с минеральной добавкой по ТУ ВУ100649721.116-

2010 «Портландцемент с минеральной добавкой из молотого гранитного отсева (опытная партия)» (ПЦГ) или песчанистого цемента по ТУ ВУ 590118065.562 «Портландцемент песчанистый. Технические условия» (ПЦП) в сочетании с гранитным шламом.

Схема 2-3. Аналог схемы 2-2. Сырьевая смесь для производства ЦГБ может быть двухкомпонентной, состоящей, например, из бездобавочного портландцемента ПЦ 400-Д0 или ПЦГ и ГМЗ в виде мелких фракций (товарный продукт; частицы не более 160 мкм).

Схема 2-4. Аналог схемы 2-2, но при этом ГМЗ является продуктом сухого помола (остаток на сите 008 - 12-15 %; примерно ПЦ:ГМЗ=1:1) горных пород микашевичского месторождения в условиях РУП «Гранит» или завода ячеистого бетона.

Схема 2-5. В условиях завода ячеистого бетона приготавливают сухую смесь ПЦ+ГМЗ (примерно ПЦ:ГМЗ=1:1). Для этого в мельницу загружают смесь: клинкер+гипс+гранитоид.

Возможно получение ЦГБ с улучшенными физико-техническими свойствами (ТВО - автоклавирование при давлении до 0,4 МПа и температуре 130-140 оС).

Варьирование составом сырьевой смеси и режимом ТВО сырца позволит предложить промышленности разнообразие технологических схем производства конструкционно-теплоизоляционных цементных ячеистых бетонов неавтоклавно твердения с применением ГМЗ (таблица 2).

Заключение

Качественные, высокоточные сборные изделия по СТБ 1117 из цементного ЯБНТ по СТБ 1570 с $\rho > 400 \text{ кг/м}^3$ следует не игнорировать, а воспринимать как способствующие решению практических задач в строительстве. Примерная себестоимость стеновых блоков из ЦГБ на 10-15 % меньше по сравнению с блоками из ГАТ.

Несмотря на ряд известных недостатков ЦГБ, качественные изделия из ЦГБ при их индустриальном производстве по резательной технологии на современном оборудовании, как и изделия из ГАТ, могут решать задачи в области энергоресурсосбережения.

Для производства качественных сборных изделий из ЦГБ следует использовать элементы технологических линий (смесители, формы, резательные установки и т.д.) для производства качественных изделий из ГАТ. В обозримом будущем промышленные автоклавы,

работающие при $P \geq 0,8$ МПа, исчерпают свой ресурс и могут быть использованы для ТВО сырца цементного ЯБНТ.

Нормативная база для производства ячеистых бетонов автоклавного и неавтоклавного твердения и соответствующих армированных и неармированных изделий должна способствовать развитию прогрессивной резательной (струнной) технологии. Исходя из различий в физико-технических свойствах и областях эффективного применения, целесообразно создание развитой независимой (раздельной) нормативной базы для организации производства изделий из ЯБАТ и цементного ЯБНТ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Пористые бетоны и области их применения / В.В.Опекунов [и др.] // Вес. Бел. Нац. Техн. Ун-та. – 2005. - вып.1. – С.10-17.
2. Опекунов В.В. Ячеистые бетоны неавтоклавного твердения // Строительная наука и техника. - 2009.- № 3(24) – С.53-56.
3. А.с. 1458341 СССР, СО4 В 14/04. Сырьевая смесь для получения заполнителя / В.В.Опекунов, В.И.Юськович (СССР). - № 4166085; заявлено 25.12.85; опубл. 15.02.89., Бюл. № 6. – 4 с.
4. Батяновский, Э.И. Гранитный отсеv РУПП «Гранит» - направления использования и свойства / Э.И. Батяновский; А.В. Смоляков, П.В. Рябчиков // Строительная наука и техника -2008 - №5(20). – С.7-15.;
5. Опекунов, В.В. Цементный газобетон в стене энергоэффективного объекта / В.В. Опекунов, Ю.В.Скорина // Строительная наука и техника. – 2013.– № 4 – С. 26-29.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 691.327:53

**ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ СВОЙСТВА БЕТОНА,
ПРИГОТОВЛЕННОГО НА КРУПНОМ ЗАПОЛНИТЕЛЕ
ПРОИЗВОДСТВА ОАО «НЕРУДПРОМ»**

ПОЛЕЙКО Н.Л., ЛЕОНОВИЧ С.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

КУРАШ Л.С.

Начальник производственно-технического отдела
ОАО «Нерудпром», Минск, Беларусь

Введение

Ранее действовавшие нормативно-технические документы рекомендовали применять в качестве крупного заполнителя для бетонов классов до С12/15 щебень из гравия и гравий, особенно в жилищном строительстве.

Отказ предприятиями-производителями строительной индустрии от применения в качестве крупного заполнителя в бетонной смеси щебня из гравия и гравия является неоправданным и экономически не целесообразным.

В результате проведенных сравнительных исследований установлено, что применение гравия в качестве крупного заполнителя в бетонах оправдано в низкомарочных бетонах с прочностью на сжа-

тие до класса С12/15, где не предъявляются требования по морозостойкости и водонепроницаемости. Допустимо использование гравия в бетонах классов С18/22,5–С20/25 с требованиями к бетону марок F100 и W4.

Экспериментальные исследования. Анализ результатов

Ранее действовавшие нормативно-технические документы рекомендовали применять в качестве крупного заполнителя для бетонов классов до С12/15 щебень из гравия и гравий, особенно в жилищном строительстве.

В последние годы в качестве крупного заполнителя для тяжелого бетона используется преимущественно гранитный щебень. Это ведет к не востребуемости более дешевых и доступных гравия и щебня из гравия, к увеличению транспортных расходов и повышению себестоимости продукции.

В ОАО «Нерудпром» производится крупный заполнитель для строительных работ, осуществляется добыча и фракционирование гравия, дробление гравия, фракционирование щебня из гравия. Крупный заполнитель выпускается в виде гравия из смеси фракций 5-20 мм, 20-70 мм, щебень из гравия фракций 5-10 мм и смеси фракций 5-20 мм. Щебень из гравия и гравий удовлетворяют требованиям ГОСТ 8267-93 Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия. – введен 01.07.1995 и СТБ 1544-2005 Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия. Введен 01.07.2005. Объем производства гравия составляет 120-130 тыс. м³ в год, щебня из гравия – 110-130 тыс. м³ в год, что является достаточным для восполнения потребностей предприятий строительной отрасли Минского региона.

В связи с вышеизложенным на кафедре «Технология строительного производства» Белорусского национального технического университета проведен комплекс исследований щебня из гравия и гравия карьеров «Крапужино» и «Волма» на предмет экономического применения их в производстве сборного железобетона и монолитном строительстве. Требования к бетонам по их эксплуатационным качествам, области применения, физико-техническим свойствам, условиям долговечности расширяют область экономического использования различных видов заполнителей. Если учесть, что заполнители занимают в бетоне до 80% объема, а стоимость их дости-

гает 50% стоимости бетонных и железобетонных конструкций, то становится понятным, что правильный выбор заполнителей, наиболее рациональное их применение имеют большое влияние на свойства бетонной смеси, бетонных и железобетонных конструкций, технико-экономическую эффективность производства строительных изделий из сборного, монолитного бетона и железобетона в целом.

При проектировании составов бетонной смеси исходят из необходимости получения бетона заданной прочности, консистенции и долговечности при минимальном расходе цемента. Для тяжелых бетонов минимальный расход цемента обеспечивается максимальным насыщением объема бетона заполнителями и минимальной пустотностью смеси заполнителей.

Удельная поверхность гравия, зерна которого имеют округлую, окатанную форму, меньше удельной поверхности щебня с шероховатыми зернами угловатой формы. При одинаковой крупности гравий, поскольку зерна его укладываются более компактно, отличается от щебня несколько меньшей пустотностью. Удобоукладываемость бетонной смеси, при прочих равных условиях, лучше на гравии, чем на щебне. Это позволяет несколько снизить водоцементное отношение при сохранении заданной подвижности. Благодаря этому в бетонах на гравии (с прочностью на сжатие не выше класса С20/25) наблюдается даже экономия цемента (до 15-20%) по сравнению с бетоном на щебеночном заполнителе, в том числе и гранитном щебне [1,2].

По данным [3,4,5], качество заполнителей для бетона определяется прочностью сцепления цементного камня с поверхностью зерен заполнителей, собственной прочностью заполнителей, формой зерен и чистотой поверхности. Установлено, что на конечную прочность бетона помимо качества заполнителей решающее значение оказывает и расход составляющих бетонной смеси, количество крупного заполнителя и соотношение мелкого и крупного заполнителя.

Для определения области применения щебня из гравия и гравия, выпускаемого ОАО «Нерудпром» в качестве крупного заполнителя для производства бетонных и железобетонных сборных и монолитных изделий и конструкций проведены исследования с целью подтверждения возможности и технико-экономической целесообразно-

сти получения бетонов с нормируемыми показателями качества. Были испытаны составы бетона с различным содержанием цемента и крупного заполнителя. В качестве крупного заполнителя применялся щебень из гравия ДСЗ «Крапужино» и для сравнения – гранитный щебень РУП «Гранит» фракции 5-20 мм.

Составы бетона, по которым оценивалось рациональное применение заполнителей приведены в таблице 1.

Таблица 1

Подобранные составы бетона

Номер состава	Расход составляющих на 1 м ³ бетона, кг						Класс бетона
	Цемент	Песок	Вода	Щебень гранитный	Щебень из гравия	гравий	
1	230	870	140	1170	-	-	C12/15
2	230	870	140	-	1170	-	C12/15
3	230	870	140	-	-	1170	C12/15
4	350	750	180	1120	-	-	C20/25
5	350	750	180	-	1120	-	C20/25
6	350	750	180	-	-	1120	C16/20
7	460	710	200	1050	-	-	C25/30
8	460	710	200	-	1050	-	C22/27,5
9	460	710	200	-	-	1050	C20/25
10	350	860	180	1020	-	-	C20/25
11	350	860	180	-	1020	-	C20/25
12	350	860	180	-	-	1020	C18/22,5
13	350	750	180	1120	-	-	C20/25
14	370	740	185	-	1110	-	C20/25
15	395	730	190	-	-	1080	C20/25

Физико-технические характеристики бетона определялись на составах № 4-6. Результаты испытаний, приведенные в таблице 2 показывают, что применяемые заполнители удовлетворяют требованиям ГОСТ 8267-93 и СТБ 1544-2005.

Одной из основных характеристик бетона является его морозостойкость. С этой целью были проведены испытания на морозостойкость бетона, содержащего крупный заполнитель указанных предприятий (составы «1-9 табл. 1).

Подбор составов бетона осуществляли исходя из класса бетона по прочности на сжатие C12/15 – составы 1-3, C20/25 – составы 4-6 и C25/30 – составы 7-9 (подвижность бетонной смеси ОК 1-4 см). Доля песка в смеси заполнителей составляла 40%. В качестве вя-

жущего применялся цемент М500 до производства ОАО «Красносельскстройматериалы».

Таблица 2

Физико-технические характеристики бетона

Характеристики качества	Номер состава		
	Состав 4	Состав 5	Состав 6
Плотность бетона, кг/м ³	2448	2403	2387
Водопоглощение, % по массе	4,40	4,45	5,02
Прочность на сжатие, МПа	34,5	32,4	27,8
Прочность на растяжение при изгибе, Мпа	4,66	4,48	4,35
Морозостойкость	F150	F100	F100
Водонепроницаемость	W4	W4	W4

Результаты испытаний на морозостойкость и прочность бетона составов №1-9 приведены в таблице 3 и показывают, что прочность бетонных образцов состава «1-3 отличается незначительно и находится в пределах 17,7-18,3 МПа. Это подтверждает, что на низкомарочных бетонах (С10/12,5 – С12/15) прочность крупного заполнителя не оказывает большого влияния на их свойства.

Таблица 3

Морозостойкость бетона на различных видах крупного заполнителя

Номер состава	Прочность на сжатие, МПа	Марка по морозостойкости
1	18,3	F75
2	18,8	F75
3	17,7	F75
4	34,5	F150
5	32,4	F100
6	27,8	F100
7	44,2	F250
8	37,1	F150
9	33,7	F150

Разрушение бетонных образцов при испытании происходило в зоне контакта: цементный камень – заполнитель. Бетон разрушался от поперечного растяжения.

По результатам испытаний на прочность при сжатии составов «4-6 можно сделать вывод, что в составах, где в качестве крупного заполнителя использовался гранитный щебень и щебень из гравия, класс бетона соответствует классу С20/25. На крупном заполнителе из гравия класс бетона приближается к классу С18/22,5. Отличие в

прочности бетонных образцов составов №7-9 значительно. Если прочность бетона состава №7 соответствует классу C25/30-C28/35, то в составах №8 и 9 – C22/27,5 и C20/25. соответственно. Бетон разрушался от сквозных трещин, пронизывающих как цементный камень, так и заполнители.

Морозостойкость бетона составов №1-3 соответствует марке F75. Морозостойкость для четвертого состава соответствует марке F150 и F100 для пятого и шестого составов, что значительно расширяет возможность использования гравия и щебня из гравия для бетонов, где предъявляются требования по морозостойкости – с F25 до F100 включительно. Морозостойкость состава №7 (F250) выше морозостойкости составов №8 и №9 на две марки F150 (табл. 3).

Снижение морозостойкости бетона на гравии, в первую очередь, связано с наличием слабых зерен в гравии и окатанной формой зерен гравия, что «облегчает» прохождение воды сквозь тело бетона в зоне контакта заполнителя и растворной части и в конечном итоге приводит к разрушению бетонных образцов.

Учитывая различную стоимость щебня из гравия и гравия производства ОАО «Нерудпром» и гранитного щебня производства РУП «Гранит», использование их в строительстве является экономически целесообразным. Расчет себестоимости бетонной смеси составов №1-15 таблицы 1 проводился исходя из отпускной стоимости «франко-склад» материалов:

- 1 т. Цемент М500	–	898810 руб.
- 1 м ³ песка высшего класса	–	38017 руб.
- 1 т. Щебня гранитного фракции 5-20 мм	–	170520 руб.
- 1 м ³ щебня из гравия фракции 5-20 мм	-	58488 руб.
- 1 т. Гравия фракции 5-20 мм	-	40942 руб.

Цены приведены по состоянию на 1 февраля 2013 г.

Проведя анализ себестоимости различных составов бетонной смеси, можно сделать заключение, что на всех составах бетона (с низким расходом – 230 кг цемента на 1 м³ бетонной смеси и с высоким расходом – в 460 кг цемента на 1 м³ бетонной смеси) на щебне из гравия на 10-18% ниже, чем себестоимость бетонной смеси на гранитном щебне. Себестоимость бетонной смеси на гравии на 20-28% ниже, чем себестоимость бетонной смеси на гранитном щебне. При повышении расхода мелкого заполнителя в бетонной смеси уменьшается расход щебня и гравия. Соответственно уменьшается

и разница в себестоимости бетонной смеси. И, тем не менее, на щебне из гравия стоимость ниже на 12%, а на гравии – на 32% ниже, чем на гранитном щебне (составы №10-12).

Для достижения одинаковой прочности бетона на различных видах крупного заполнения были запроектированы составы бетонной смеси №13-15 (табл. 1). При этом увеличение расхода цемента составило на щебне из гравия 20 кг/м^3 , а на гравии – 45 кг/м^3 в сравнении с гранитным щебнем. Себестоимость бетонной смеси оказалась ниже на щебне из гравия на 8,7%, а на гравии – на 9,3%. Из этого следует, что для достижения одинаковой проектной прочности бетона за счет увеличения расхода цемента можно получить экономию себестоимости продукции до 10%. Учитывая в расчетах себестоимость бетонной смеси затраты на транспортные расходы, экономические показатели увеличиваются на 5-20% в зависимости от расстояния перевозки.

Отказ предприятиями-производителями строительной индустрии от применения в качестве крупного заполнителя в бетонной смеси щебня из гравия и гравия является неоправданным и экономически не целесообразным.

Заключение

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Щебень из гравия и гравий удовлетворяют требованиям ГОСТ 8267-93 и соответствуют СТБ 1544-2005 для применения его в качестве крупного заполнителя для производства тяжелого бетона.

2. Применение гравия в качестве крупного заполнителя оправдано в низкомарочных бетонах с прочностью на сжатие до класса С12/15, где не предъявляются требования по морозостойкости и водонепроницаемости. Допустимо использование гравия в бетонах классов С18/22,5-С20/25 с требованиями к бетону марок F100 и W4.

3. В качестве крупного заполнителя щебень из гравия целесообразно применять в бетонах с прочностью до класса С20/25 с требованиями к бетону марок F100 и W4, допустимо использование в бетонах с прочностью на сжатие до класса С20/25-С22/27,5 с требованиями к бетону F150 и W6.

4. Себестоимость 1 м³ бетонной смеси на щебне из гравия на 10-18%, на гравии – на 20-32% ниже, чем себестоимость бетонной смеси на гранитном щебне.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ицкович С.М. Заполнители для бетона // Учебное пособие. Мн.: Вышэйшая школа. 1983. 214 с.
2. Ицкович С.М., Чумаков Л.Д., Баженов Ю.М. Технология за-полнителей бетона. М.: Высшая школа. 1991. 271с.
3. Бабкин Л.Н. Влияние однородности зернового состава круп-ных заполнителей на прочность бетона // Бетон и железобетон. 1987. №1. С. 32-33.
4. Гордон С.С. Структура и свойства тяжелых бетонов на раз-личных заполнителях. М.: Стройиздат. 1969. 95 с.
5. Гершберг О.А. Технология бетонных и железобетонных из-делий. М.: Стройиздат. 1971. 359 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 691.022-413:666.982

**ДЕФОРМАТИВНЫЕ И ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА
АРМАТУРЫ С МОДИФИЦИРОВАННЫМ БЕТОНОМ**

ПОЛЕЙКО Н.Л., МУЛЯРЧИК В.С.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

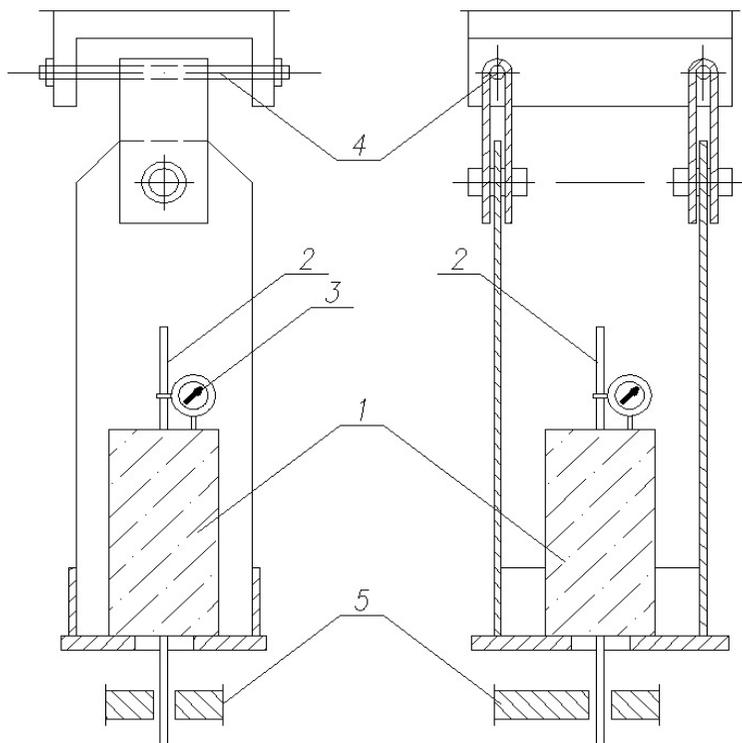
В настоящее время в строительном комплексе Республики Беларусь находят применение бетоны, содержащие добавку С-3 и ее модификации, которые характеризуются специфическим составом, различной скоростью нарастания прочности. Эти их особенности оказывают значительное влияние на такой фактор, как сцепление арматуры с бетоном, определяющее несущую способность железобетонных конструкций [1-4]. Цель исследований – оценить влияние прочности и возраста модифицированного бетона на сцепление его с арматурой различных классов.

Для этого изготавливались бетонные образцы – призмы из цемента ОАО «Красносельскстройматериалы» марки ПЦ 500 ДО, гранитного щебня Микашевичского карьера фракции 5-20 мм и кварцевого песка карьера Крапужино с $M_{кр}=2,4$, количество химической добавки С-3 вводилось 0,4 % от массы цемента.

По геометрической оси образцов устанавливали арматурные стержни, выступающие с обоих торцов на 100-300 мм, для крепления приборов и захвата.

Прочностные и деформативные свойства бетона определяли испытаниями стандартных кубов и призм, а физико-механические характеристики арматурной стали – испытаниями на растяжение отрезков арматурных стержней.

Для исследования сцепления арматуры с бетоном были изготовлены две серии образцов. В первую серию входили образцы-призмы из бетона с химической добавкой проектного класса $C^{12}/_{16}$ и $C^{35}/_{45}$, во вторую – призмы-близнецы из бетона без добавки. Высоту призм назначали в зависимости от длины заделки стержней в бетоне ($10d$, $15d$, $20d$), а размеры сечения – 100×100 мм и 150×150 мм – в зависимости от диаметра арматуры ($d=14$, $d=16$, $d=22$ мм), принимая расстояние от поверхности стержня до грани призмы равным $3d-5d$.



1 – бетонная призма; 2 – арматурный стержень; 3 – индикатор;
4 – штанги пресса; 5 – нижние зажимы пресса.

Рис. 1. Схема испытаний образцов на сцепление арматуры с бетоном

Испытания на выдергивание арматуры из бетона проводились на персе типа МУП-100 с помощью специального шарнирного приспособления, позволяющего осуществлять осевое приложение растягивающей нагрузки. К свободному концу арматурного стержня крепился индикатор часового типа для фиксации сдвига, до начала которого скорость нарастания нагрузки составляла 100 Н/с, после этого она прикладывалась ступенями, составляющими 1/20 от нагрузки $F_{раз}$, соответствующей достижению предела прочности бетона и нулевому сцеплению арматуры с бетоном (см. рис. 1).

Прочность сцепления арматуры с бетоном определялась как среднее напряжение в пределах длины заделки стержня:

$$R_{сц} = \frac{F_{раз}}{\Pi * d * l_a} \quad (1)$$

Результаты испытания образцов представлены в таблице 1.

Таблица 1

Результаты испытаний образцов

№ п/п	Модифицированный бетон				Обычный бетон			
	Диаметр и класс арматуры	Длина заделки стержней в бетоне, см	Прочность бетона, МПа	Прочность сцепления, МПа	Диаметр и класс арматуры	Длина заделки стержней в бетоне, см	Прочность бетона, МПа	Прочность сцепления, МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	10S240	10	28,7	2,5	10S240	10	26,2	1,4
2	10S400	10	28,7	7,0	10S400	10	35,5	6,1
3	10S800	10	35,5	10,6	10S800	10	26,2	7,1
4	10S240	15	35,7	2,4	10S240	10	22,0	5,0
5	10S500	15	36,7	7,4	10S240	15	35,5	1,5
6	10S1200	15	35,5	11,7	10S500	15	35,5	8,2
7	10S240	20	35,7	2,8	10S1200	15	22,0	8,5
8	10S1200	20	38,2	12,2	10S240	20	35,5	1,5
9	10S240	9,3	35,7	2,6	10S1200	20	34,6	11,1
10	16S400	9,3	38,6	8,2	16S240	9,3	35,5	1,6
11	16S800	9,3	38,2	7,8	16S400	9,3	38,7	5,4
12	16S240	12,5	28,7	3,1	16S800	9,3	34,6	5,3
13	16S500	12,5	28,7	7,5	16S500	12,5	35,5	8,7
14	14S1200	14,3	35,5	8,9	14S1200	14,3	22,0	7,6
15	22S240	9,1	35,7	3,4	22S240	9,1	35,5	1,9

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
16	22S400	9,1	38,2	7,4	22S400	9,1	34,6	7,0
17	22S500	9,1	28,2	4,7	22S500	9,1	16,2	6,4
18	16S240	18,7	38,6	2,1	16S240	21,4	34,0	10,6
19	16S800	18,7	28,2	8,5	14S1200	21,4	26,2	7,9
20	22S240	13,6	28,2	2,4	22S240	13,6	34,0	1,4
21	22S400	13,6	37,3	6,7	22S400	13,6	34,0	6,6
22	22S800	13,6	37,3	6,5	22S800	13,6	33,0	5,8
23	22S240	20,4	37,3	2,8	22S240	20,4	33,0	1,2
24	22S800	20,4	32,8	5,0	22S800	20,4	33,0	4,8
25	10S240	10	75,3	4,5	10S240	10	64,9	2,5
26	10S800	10	75,6	16,3	10S800	10	64,2	12,0
27	14S1200	15	75,6	15,9	10S240	9,3	61,1	1,7
28	16S240	9,3	68,7	3,7	16S800	9,3	58,5	10,9
29	16S800	9,3	70,4	10,8	14S1200	10,7	64,2	11,0
30	14S1200	14,3	75,6	11,5	14S1200	14,3	58,5	9,5
31	22S240	9,1	68,7	3,9	22S240	9,1	61,1	1,5
32	22S500	9,1	74,9	10,0	22S500	9,1	59,0	7,7
33	22S400	13,6	69,5	6,8	22S400	13,6	59,2	7,0

Видно, что прочность сцепления арматуры с модифицированным бетоном несколько выше, чем с обычным: для арматуры периодического профиля – в среднем в 1,16 раз, при этом для стержней диаметром $d=10$ мм – в 1,39 раза; $d=14$ мм – в 1,1; $d=16$ мм – в 1,09; $d=22$ мм – в 1,04 раза. Для гладкой арматуры это превышение еще значительнее – в отдельных случаях в 1,6 раза.

Значение $R_{сц}$ существенно зависит от прочности бетона [5-10]. Эта зависимость линейна и одинакова как для обычного, так и для модифицированного бетона, хотя численные параметры ее различны. В частности, с повышением предела прочности бетона на сжатие $R_{сж}$ от 30 до 70 МПа среднее значение $R_{сц}$ для гладкой арматуры в модифицированном бетоне увеличивается в 1,5, а в обычном – в 1,36 раза.

С увеличением $R_{сж}$ прочность сцепления арматуры с бетоном повышается, а относительное ее значение $R_{сц} / R_{сж}$ снижается, так как при этом уменьшается относительная прочность бетона на растяжение $R_p / R_{сж}$. Интегральная прочность сцепления существенно зависит от R_p и определяется механическим зацеплением выступов арматуры с растворной частью бетона, работающего на срез. В проведенных испытаниях при увеличении $R_{сж}$ от 30 до 70 МПа среднее

значение $R_{сц}$ для арматуры периодического профиля снижалось в 1,5 раза для модифицированного и в 1,8 раза для обычного бетонов.

Прочность сцепления с бетоном арматуры периодического профиля значительно выше (с модифицированным бетоном – в среднем в 3 раза). Заметно также нарастание прочности сцепления $R_{сц}$ с уменьшением диаметра стержней, особенно арматуры периодического профиля. Так, с уменьшением ее диаметра в 2,2 раза (с 22 мм до 10 мм) прочность сцепления бетона с арматурой $R_{сц}$ в модифицированном бетоне возрастает в среднем в 1,6 раза (в обычном бетоне – в 1,4 раза). При этом рельеф поверхности периодического профиля арматуры практически не влияет на прочность ее сцепления с бетоном.

Обработка результатов испытаний позволила установить опытные зависимости между прочностью сцепления арматуры с бетоном и прочностью бетона:

– для модифицированного бетона и арматуры периодического профиля

$$R_{сц} = 61 + 0,066 R_{сж} \quad (2)$$

– для модифицированного бетона и гладкой арматуры

$$R_{сц} = 24 + 0,015 R_{сж} \quad (3)$$

– для бетона без добавки и арматуры периодического профиля

$$R_{сц} = 47,3 + 0,08 R_{сж} \quad (4)$$

– для бетона без добавки и гладкой арматуры

$$R_{сц} = 9,6 + 0,015 R_{сж} \quad (5)$$

Полученные зависимости справедливы в исследованном диапазоне прочности бетона (от 20 МПа до 70 МПа). При значениях меньше 20 МПа, когда прочность сцепления падает до нуля, формулам (2)...(5) соответствуют зависимости вида:

– для модифицированного бетона и арматуры периодического профиля – $R_{сц} = 0,32 R_{сж}$, гладкой арматуры – $R_{сц} = 0,32 R_{сж}$;

– для бетона без добавки и арматуры периодического профиля – $R_{сц} = 0,32 R_{сж}$, гладкой арматуры – $R_{сц} = 0,063 R_{сж}$.

Опытные значения прочности сцепления бетона с арматурой $R_{сц}^{оп}$ соответствуют теоретическим $R_{сц}^m$, вычисленным по формулам (2)...(5).

Экспериментальные данные характеризуются определенным разбросом, поэтому прочность сцепления бетона с арматурой необходимо определять по нормативным значениям $R_{сц}''$.

Формулы для определения $R_{сц}''$ в диапазоне изменения предела прочности бетона на сжатие от 20 до 70 МПа имеют вид:

– для модифицированного бетона и арматуры периодического профиля

$$R_{сц}'' = 24 + 0,066 R_{сж} \quad (6)$$

– для модифицированного бетона и гладкой арматуры

$$R_{сц}'' = 12 + 0,015 R_{сж} \quad (7)$$

– для бетона без добавки и арматуры периодического профиля

$$R_{сц}'' = 16 + 0,08 R_{сж} \quad (8)$$

– для бетона без добавки и гладкой арматуры

$$R_{сц}'' = 3,6 + 0,015 R_{сж} \quad (9)$$

Соответственно, при прочности бетона меньше 20 МПа:

– для модифицированного бетона и арматуры периодического профиля

$$R_{сц}'' = 0,186 R_{сж} \quad (10)$$

– для модифицированного бетона и гладкой арматуры

$$R_{сц}'' = 0,075 R_{сж} \quad (11)$$

– для бетона без добавки и арматуры периодического профиля

$$R_{сц}'' = 0,16 R_{сж} \quad (12)$$

– для бетона без добавки и гладкой арматуры

$$R_{сц}'' = 0,033 R_{сж} \quad (13)$$

Значения $R_{сц}''$ для модифицированного бетона, рассчитанные по формулам (6)...(11), приведены в таблице 2.

Таблица 2

Значения $R_{сц}''$ модифицированного бетона

Предел прочности бетона при сжатии, МПа	Значения $R_{сц}''$ для арматуры	
	Периодического профиля	Гладкой
10	1,86	0,75
20	3,72	1,50
30	4,38	1,65
40	5,04	1,80
50	5,70	1,95
60	6,36	2,10
70	7,02	2,25

Расчетные значения прочности сцепления арматуры с бетоном определяются делением $R_{сц}''$ на требуемый коэффициент надежности по бетону.

Результаты проведенных исследований позволяют сделать следующие выводы:

1. Сцепление арматуры с бетоном зависит от его прочности, с повышением которой сцепление возрастает. Закономерность эта качественно одинакова как для обычного, так и для модифицированного бетона, однако количественные значения характеризующие сцепление в обоих случаях различны. Для модифицированного бетона и арматуры периодического профиля повышение прочности бетона с 30 МПа до 70 МПа способствует увеличению сцепления в среднем в 1,5 раза, а в обычном – в 1,36 раза.

2. С увеличением $R_{сж}$ бетона прочность сцепления арматуры повышается, а относительное ее значение $R_{сц} / R_{сж}$ снижается, так как при этом уменьшается относительная прочность бетона на растяжение $R_p / R_{сж}$.

3. Сцепление бетона с арматурой зависит также от ее диаметра и класса. Наиболее значительный прирост сцепления для обоих видов бетона соответствует арматуре периодического профиля диаметром 10 мм, а для остальных диаметров сцепление несколько ниже.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гвоздев А.А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном / Бетон и железобетон. 1968. №12. – с. 1–4.

2. Гвоздев А.А. Новое проектирование бетонных и железобетонных конструкций. – Москва, 1978. – 208с.
3. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – Москва: Стройиздат, 1981. – 464 с.
4. Ахвердов И.Н. Влияние усадки, условий твердения и циклических температурных воздействий на сцепление бетона с арматурой / Бетон и железобетон. 1968. №12. – с. 4–7.
5. Мулин Н.М. Экспериментальные данные о сцеплении арматуры с бетоном / Бетон и железобетон. 1968. №12. – с. 16–18.
6. Оатул А.А. Предложения к построению теории сцепления арматуры с бетоном / Бетон и железобетон. 1968. №12. – с. 8–10
7. Холмянский М.М. Техническая теория сцепления арматуры с бетоном и ее применение / Бетон и железобетон. 1968. №12. – с. 10–13.
8. Полейко Н.Л., Неверович И.И., Марцинкевич В.Л. Сцепление арматуры с бетоном, модифицированным добавкой М-1/Республиканский межведомственный сборник: Вопросы строительства и архитектуры. Минск. 1987. Выпуск 16. – с. 62–66.
9. Железобетон в XXI веке: состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России / Госстрой России; НИИЖБ. – Москва, Готика, 2001. – 684с.
10. СНБ 5.03.01–02 Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 666.93

**ОПТИМИЗАЦИЯ РЕЖИМОВ ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОЙ
ОБРАБОТКИ ПЕНОБЕТОНОВ НЕАВТОКЛАВНОГО
ТВЕРДЕНИЯ**

РОМАНОВ Д.В., МОРДИЧ М.М., ГАЛУЗО. О.Г

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Качество пенобетонных изделий зависит от множества факторов, одним из основных является правильно подобранный режим твердения пенобетонных изделий.

На нормальный ход процесса формирования физической структуры твердения пенобетона, содержащего от 50 до 80 % пор по объему, могут оказать воздействие следующие факторы: давление воздуха в порах; миграция воды под влиянием температурного градиента, приводящая к деструктивным явлениям и влажностной усадке массива; различие коэффициентов термического расширения компонентов пенобетонной смеси; набухание материала при конденсации пара на его поверхности [2, 3].

Для выработки возможных подходов к подбору рационального режима ТВО рассмотрим кратко общие представления о тепловой обработке пенобетонных изделий и процессах гидратации цемента. Структурообразование в твердеющем пенобетоне при нагреве является комплексным процессом, включающим конструктивные и деструктивные явления. Определяющими деструктивными процессами яв-

ляются: тепло и массообмен во влажных пористо-капиллярных телах и напряжения, вызываемые температурным расширением материала. В раннем возрасте при нагреве твердеющего пенобетона возникают миграционные потоки воды по направлению теплового потока. Эти потоки под избыточным давлением, возникающим в порах материала, вызывают нарушение структуры твердеющего пенобетона [2, 3]. Аналогично тепловой обработке тяжелых бетонов для пенобетонов можно выделить четыре основных периода.

Первый период – состояние пенобетонной смеси до прогрева. Температура воздуха в пузырьках одинаковая, равная температуре смеси. Избыточное давление воздуха в пузырьках зависит от размера пузырьков, их количества и поверхностного натяжения пенообразователя.

Второй период – нагрев изделий до температуры изотермического прогрева. В прогреваемой конструкции возникает температурный градиент. Температура воздуха в пузырьках в поверхностном слое выше, чем в пузырьках, находящихся в центральной части массива. При прочих равных условиях избыточное давление на стенки межпоровых перегородок направлено от поверхности к центру. Величина давления определяется величиной температурного градиента, размером конструкции по направлению прогрева, размером воздушных пузырьков и их количеством. Чем ниже проектная средняя плотность пенобетона, тем ниже его теплопроводность, тем выше температурный градиент.

Третий период – выравнивание температуры по сечению конструкции и изотермический прогрев. Температура и давление воздуха в пузырьках по сечению массива медленно выравниваются, но давление в порах больше первоначального. В этот момент в верхних слоях может происходить прорыв воздуха из пор и образование открытых пор. Стойкость каркаса смеси, противостоящая прорыву воздушных пузырьков, зависит от прочности структуры цементного камня в межпоровых перегородках, достигнутой до нагрева.

Четвертый период – охлаждение изделий до температуры окружающей среды. В этот период температурный градиент меняет свое направление – от центра к поверхности. Идет быстрое снижение давления в наружных слоях изделий.

Изменение температурного градиента сопровождается массопереносом. Влажностный режим в прогреваемой конструкции значи-

тельно влияет на величину и направление потенциала переноса жидкой фазы. Совпадение направлений температурного и влажностного градиентов вызывает рост интенсивности потока мигрирующей влаги.

В первый период прогрева при наличии температурного градиента по сечению образца влага мигрирует по направлению теплового потока: от поверхности к центру. При этом пар конденсируется на открытой поверхности изделий и переувлажняет ее. Конденсация пара происходит и внутри пор материала. Обводнение пенобетона сопровождается увеличением его массы на 2 – 4 % и объема. Увеличение объема, вызываемое осмотическими силами набухания цементного геля, происходит очень быстро: уже через 1 – 5 мин оно достигает максимума.

При набухании происходит нарушение структуры (деструкция). Это набухание может быть тем меньше, чем больше предварительная выдержка пенобетона перед тепловлажностной обработкой. Конденсация пара на поверхности будет происходить до тех пор, пока температура поверхности изделий не станет больше температуры точки росы окружающей паровоздушной смеси.

Влияние защиты от увлажнения конденсатом на интенсивность деструкции изучалось в работе [1]. Как указывают авторы, укрытие образцов полиэтиленовой пленкой незначительно изменяло температурный режим в них, но резко снижало внутренние избыточные давления в первый период прогрева, что повысило прочность на 10 – 23%.

К концу прогрева при выравнивании температуры по сечению воздействие давления на жидкость меняется и жидкость мигрирует от центра к поверхности. В этот период более высокая температура пенобетона по сравнению с температурой среды вызывает испарение воды до 30% от общего количества, ухудшение структуры за счет влажностной усадки, особенно по ребрам и углам блоков, снижение физико-механических свойств бетона.

В начальный период процесса нагревания свежесформованного пенобетона заключенный в его порах воздух расширяется по закону Гей-Люссака в 1,2 – 1,3 раза и оказывает давление на стенки пор. Величина давления расширяющегося в порах воздуха при 40 -70°C и влажности пенобетонной смеси 30 – 40% составляет около

0,02 МПа, т.е. соизмерима с микронапряжениями в структуре пенобетона.

Интенсивный процесс нагрева опасен для пенобетона средней плотностью ниже 900 кг/м^3 , когда цемент еще не успел сформировать достаточно прочный камень. Наибольшие изменения в структуре возникают, если нагрев начинается сразу же после окончания формования изделия, когда температурные деформации ничем не ограничены. При этом, чем быстрее растёт температура в массиве бетона, тем больше разрыхляется его структура и увеличивается остаточная деформация. Медленный разогрев пенобетона позволит избежать резкого нарастания деструктивных напряжений, возникающих в результате давления воздуха в порах.

Большое влияние на процессы структурообразования в пенобетоне оказывает температура и время изотермической выдержки. Длительность изотермической выдержки изделий определяется скоростью упрочнения этих изделий и ограничивается временем, за которое изделия приобретают минимальную распалубочную прочность. Это время зависит от температуры, состава пенобетонной смеси, а также от плотности свежееуложенного массива.

Пористые бетоны нагреваются медленно, за счет своей низкой теплопроводности, но в свою очередь и медленно отдают тепло. Из-за этого при проведении ТВО для поризованных бетонов в момент достижения температуры изотермической выдержки можно отключить подачу тепла, а твердение будет идти за счет накопленного тепла в теле бетона и изотермического процесса гидратации.

Авторами [1-4] исследовалось влияние режимов твердения на прочностные показатели пенобетона со средней плотностью 300 кг/м^3 . Из переменных факторов исследовались длительность выдержки до пропаривания и время изотермической выдержки. Температура в тепловой камере была выше 80°C , образцы в камере находились в металлической форме. Режимы ТВО представлены в таблице 1.

Таблица 1.

Режимы ТВО при разных условиях твердения пенобетона

Номера режимов	Режим тепловлажностной обработки		
	Предварительная выдержка, ч	Подъем температуры, ч	Изотермическая выдержка, ч
1, 2, 3	1	3	0, 1, 3
4, 5, 6	3	3	0, 1, 3
7, 8, 9	24	3	0, 1, 3
10	Твердение при температуре $20\pm 2^\circ\text{C}$ и относительной влажности $>90\%$		

Результаты по влиянию режима тепловой обработки на прочность пенобетонов представлены на рисунке 1.

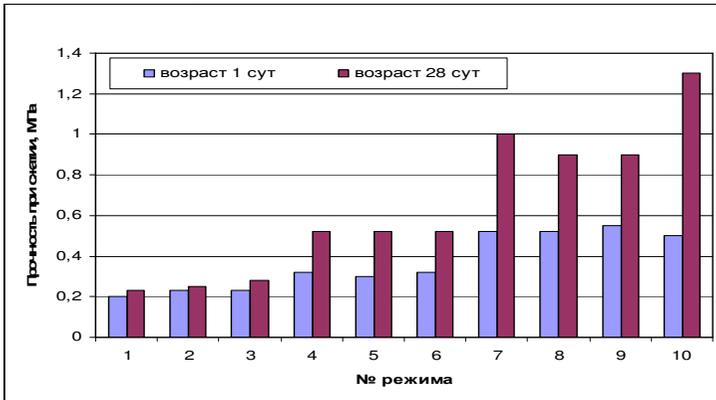


Рис. 1. Прочность пенобетона при различных режимах ТВО

Как показывают результаты, самую низкую прочность имели образцы, которые после часовой выдержки в нормальных условиях были подвергнуты тепловой обработке. Эта прочность составляла 17% от максимальной прочности, достигнутой образцами при твердении по режиму 7.

Следует отметить, что образцы, пропаренные по режимам 1 – 3, имели сильные деформативные изменения из-за низкой первоначальной прочности цементного камня в межпоровых перегородках. Поверхность образцов была вспученной, на поверхности были видны трещины. Вероятно, имело место быстрое высыхание образцов за счет ускоренного тепломассопереноса через возникшие трещины в межпоровых перегородках и дальнейшее разрушение структуры, что и привело к понижению прочности.

Таким образом, анализ полученных результатов разных авторов, показывает, что наилучшим режимом ТВО для пенобетонов является

ся доведение температуры в камере до 80 -90°С без изотермической выдержки с предварительной выдержкой после заливки в естественных условиях в течение 24 часов (режим 7). Режимы 8 и 9 не дали значительного повышения прочности с увеличением времени экзотермической выдержки, а в возрасте 28 суток прочность образцов не достигла прочности образцов, подвергнутых обработке по режиму 7. Вероятно, длительная выдержка при высокой температуре ослабляла прочность межпоровых перегородок из-за интенсивного тепломассообмена. В возрасте одни сутки прочность образцов, твердеющих в нормальных условиях без тепловой обработки, была незначительно ниже, чем после ТВО, но в 28-суточном возрасте она превосходила прочность образцов после ТВО. [4]

Особое внимание необходимо уделять режиму охлаждения изделий после тепловой камеры. Именно при охлаждении возникают наибольшие температурные градиенты, приводящие к заметным деструктивным изменениям. В период остывания изделий температурные градиенты в теле изделий вызывают усадочные напряжения, связанные как с процессом высыхания (влажностная усадка), так и с температурной усадкой. Все это обуславливает образование поверхностных или сквозных трещин, т.е. необратимых макродефектов. В свою очередь, микроструктура пенобетона в этом случае должна пострадать значительно меньше, чем в начальный период тепловой обработки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Горяйнов К.Э. Деструкция в твердеющем бетоне раннего возраста при нагреве и способы уменьшения ее интенсивности / Труды международной конференции по проблемам ускорения твердения бетона при изготовлении сборных железобетонных конструкций (РИЛЕМ). / М: Стройиздат. 1968г. – с 55-63.
2. Миронов А.С, Ускорение твердения бетона. Пропаривание бетона в заводских условиях / М: Гостройиздат. 1961 – 224с.
3. Труды международной конференции по проблемам ускорения твердения бетона при изготовлении сборных железобетонных конструкций (РИЛЕМ). / М: Стройиздат. 1968г. – 400с
4. Шахова Л.Д. Ускорение твердения пенобетонов / Л.Д. Шахова, Е.С. Черноситова // Строительные материалы 2005, №5, с.3-7.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 621.762; 691.002(032)

**ОБ ОСОБЕННОСТЯХ ПОДБОРА СОСТАВА
И ТЕХНОЛОГИИ ПРОИЗВОДСТВА ТЯЖЕЛОГО
ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА, ВКЛЮЧАЯ ВВЕДЕНИЕ
В СОСТАВ УГЛЕРОДНЫХ НАНОМАТЕРИАЛОВ**

РЯБЧИКОВ П.В., БАТЯНОВСКИЙ Э.И., ЯКИМОВИЧ В.Д.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

В мировой строительной практике и исследовательской деятельности по направлению разработки технологии получения и применения бетонов прочностью до 150 МПа и более вопросы подбора составов находятся в стадии разработки. При этом конкретной информации, взаимосвязывающей достижения в обеспечении высокой прочности бетона с методикой теоретического расчета его состава, отсутствуют. Это положение естественно, во-первых, из-за относительно малого опыта использования бетонов прочностью 100...150 МПа и более, а во-вторых, - в соответствии с устремлением разработчиков сохранить конкретику своих достижений и приоритет за собой.

Вместе с тем, обобщение данных литературных источников по проблеме и накопленный (на кафедре «Технология бетона и строительные материалы» и научно-исследовательской и испытательной лаборатории бетонов и строительных материалов БНТУ) опыт ра-

боты с бетонами прочностью до 150 МПа, позволяет сформулировать важнейшее положение по разработке составов тяжелого бетона. Это относится как к требованиям к материалам для бетона, так и их содержанию и соотношению в составах бетона различного уровня прочности.

Следует отметить, что обеспечение роста прочности бетона базируется на повышении его структурной плотности и, соответственно, росте непроницаемости и способности сопротивляться агрессивным эксплуатационным воздействием. В результате параллельно с понятием «высокопрочных бетонов» развиваются направления, отражающие его эксплуатационную эффективность. По-прежнему основной тенденцией в строительстве является использование бетона со все более высокой прочностью на сжатие. «Высокопрочным», т.е. бетоном, показатель прочности которого находится выше обычного уровня, сегодня считается тяжелый бетон, характеризующийся прочностью на сжатие более 60 МПа. При использовании традиционных для практики исходных материалов, способов обработки и высокоэффективных пластификаторов уже получены бетоны (и изготовлены конструкции) прочностью на сжатие до 150 МПа; на стадии разработки находятся бетон большей прочности на сжатие.

Понятие «высокоэффективный» бетон дает понять, что во многих случаях критерии долговечности имеют более важное (или соответственно такое же) значение, как и прочность (таблица 1).

Таблица 1

Определение высокопрочного и высокоэффективного бетона

	Обозначение	
	Высокопрочный бетон	Высокоэффективный бетон
Определение	Прочность на сжатие > 60 МПа	Виды бетона, разработанные и соответствующие специальным высоким требованиям по эксплуатации, например требованиям по: <ul style="list-style-type: none"> • непроницаемости, • устойчивости к физическим и химическим воздействиям, • прочности
Преимущественная область применения	Несущая способность	Долговечность
	Высокая прочность	Плотная структура

Так как устойчивость бетона к воздействию внешних факторов определяется особо плотной структурой, то «высокопрочный» и «высокоэффективный» бетон с технологической точки зрения, как правило, не различаются. Иногда понятие «высокоэффективный бетон» применяется и для других видов бетона, свойства и состав которых выходят за границы обычного бетона, например, для самоуплотняющегося бетона.

Исходные посылки для разработки составов высокопрочного бетона

Водоцементное соотношение. Для изготовления высокопрочных видов (классов) бетона необходим уровень водоцементного соотношения $< 0,35$. Нижняя граница $(В/Ц)_\delta$ ограничивается обеспечением требуемой формуемости (удобукладываемости) и качеством пластифицирующих добавок; в настоящее время соответствует примерно $0,20$ при условии использования высококачественных компонентов (см. рисунок 1).

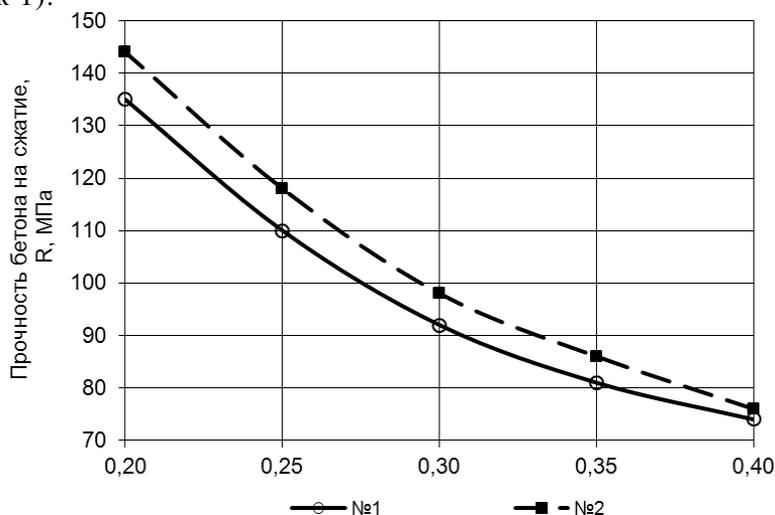


Рис. 1. Тенденция зависимости прочности бетона на сжатие от эквивалентного водоцементного соотношения для высокопрочных бетонов ($В/Ц \sim В/(Ц + МК)$); №1 – данные норм Германии; №2 – данные авторов статьи

Виды цемента. Для высокопрочного бетона общестроительного назначения целесообразно использовать стандарт-

ные виды и марки (классы) цемента. В частности, ПЦ500 – Д0 (СЕМ 1 42,5 R) ПЦ 550 – Д0; ПЦ 600 – Д0 (СЕМ 1 52,5 R и СЕМ 1 52,5 N); содержание цемента, как правило, составляет от 350 кг/м³ до 600 кг/м³.

Заполнители. В высокопрочном бетоне уменьшается разница в прочности между заполнителем и цементным камнем, что увеличивает влияние заполнителей на показатели прочности бетона. Для обеспечения прочности на сжатие более 100 МПа необходимы дробленые заполнители из прочных горных пород: базальта, диабазы и мелафира, характеризующихся прочностью породы до 500 МПа (иногда – более).

Порода гранита (РУПП «Гранит») характеризуется меньшей прочностью, поэтому важно для высокопрочного бетона получать материал с уровнем прочности (по дробимости) не ниже ~ 120...140 МПа.

Песок для высокопрочного бетона собственной гарнулометрией дополняет общую гранулометрию заполнителя и в этой взаимосвязи может использоваться как материал крупностью до 5 мм, так и с ограничением крупности в зависимости от минимальной крупности применяемого щебня. В частности, при разработке составов бетона прочностью более 120 МПа опробован песок крупностью до 1,25 мм.

Активные и неактивные микродобавки. В качестве активных минеральных добавок в мировой практике используют в основном *микрокремнезем* (микросилиция, силикатная пыль) либо *микрорезиноиды*.

Микрокремнезем – с содержанием аморфного диоксида кремния не менее 85 % по массе, удельная поверхность (по методу БЭТ) ~ 15,0 м²/г. Роль микрокремнезема в формировании структуры и свойств бетона заключается в следующем. Микрокремнезем представляет собой побочный продукт металлургического производства при выплавке ферросилиция и его сплавов, образующийся в результате восстановления углеродом кварца высокой чистоты в электропечах. В процессе выплавки кремниевых сплавов некоторая часть монооксида кремния SiO переходит в газообразное состояние и, подвергаясь окислению и конденсации, образует чрезвычайно мелкий продукт в виде шарообразных частиц с высоким содержанием

аморфного кремнезема с удельной поверхностью порядка 14...30 м²/г.

Гранулометрический состав микрокремнезема свидетельствует о том, что размер большинства частиц не превышает 1 микрона, а средний размер частиц составляет около 0,1 микрона, т.е. примерно в 100 раз меньше «среднего» размера «зерна» цемента.

Дисперсность и значительная удельная поверхность зерен аморфного кремнезема обуславливают высокие пуццоланические свойства и его позитивное влияние на свойства бетона. Кремнезем в таком виде легко вступает в реакцию с гидроксидом кальция, высвобождаемой в процессе гидратации цемента, повышая тем самым количество гидратированных силикатов типа CSH в результате реакции:



Добавка в бетон микрокремнезема приводит к уплотнению структуры в целом и, особенно, контактной переходной зоны за счет реакции с Ca(OH)₂. В результате снижается ее пористость, возрастает качество (силы) сцепления цементного камня с заполнителем (и арматурой в железобетоне). Пуццоланические реакции, как фактор химического воздействия, вызывают дальнейшее повышение плотности и прочности бетона.

Одновременно, тонкодисперсные частицы микрокремнезема могут служить «центрами кристаллизации» вокруг которых с меньшими затратами энергии, а значит – и в более высоком темпе, формируются кристаллогидратные новообразования – продукты взаимодействия клинкерных минералов цемента с водой. Являясь своеобразной «подложкой» мельчайшие частицы микрокремнезема катализируют процесс формирования кристаллогидратной структуры в твердеющем цементном камне, что отражается в росте темпа «набора» прочности бетоном.

Кроме изложенного, нельзя исключать развитие реакции между аморфным SiO₂ и Ca(OH)₂ не только по ранее приведенной схеме, относящейся к уплотнению и упрочнению контактной переходной зоны между цементным камнем и заполнителем, но (и даже в первую очередь) следует учитывать ее развитие по ходу гидролизно-гидратационного взаимодействия цемента с водой. Очевидно, что появление с первых минут этого взаимодействия в жидкости щелочи вызовет развитие реакции с кремнеземом, что, в свою оче-

редь, будет способствовать повышению скорости гидролиза и гидратации трех и двух кальциевого силиката клинкерной части цемента.

Все это в совокупности и определяет роль микрокремнезема в формировании более плотной и прочной структуры цементного камня и бетона в целом и необходимость его использования для получения бетона повышенной прочности.

Каменная мука – структурирующий компонент цементного теста (а в затвердевшем бетоне – цементного камня) вводится в состав высокопрочного бетона в виде тонкоизмельченного порошкообразного материала из прочных горных пород. В частности, молотого базальта, исходная прочность которого достигает 500 МПа (редко – более).

Роль данного компонента в высокопрочном бетоне неоднозначна. С одной стороны, он инертен и не вступает в реакции химического взаимодействия с продуктами гидратации клинкерных минералов, а с другой - обеспечивает повышение качественных характеристик бетона.

В частности, тонкодисперсные зерна микронаполнителя являются физической подложкой для формирования гидрокристаллических новообразований – продуктов взаимодействия цемента с водой по аналогии с таковыми частицами микрокремнезема.

Кроме этого, адсорбируя часть воды затворения и, будучи равномерно распределены в объеме цементного теста (и бетона), они стабилизируют его структуру, что особенно важно для литых и высокопластичных бетонных смесей. Удерживаемая ими вода в дальнейшем перераспределяется и «уходит» на реакции гидратации цемента, поддерживая их развитие во времени и снижая отрицательный эффект от «аутогенной» усадки цементного камня. Это особенно важно для высокопрочного бетона, характеризующегося низким водоцементным отношением и недостатком воды для развития гидратационного процесса во времени.

С учетом отсутствия в Беларуси разработки базальтовых и иных высокопрочных горных пород в качестве каменной муки в исследованиях использовался молотый гранитный отсев РУПП «Гранит». Степень его измельчения принята равной $S_y \sim 0,3 \text{ м}^2/\text{г}$ (по прибору типа «ПСХ») т.е. соответствует тонине стандартных цементов.

Следует отметить, что связывание и перевод аморфным кремнеземом $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в нерастворимые гидросиликаты кальция требует исследований и оценки защитной способности высокопрочных бетонов по отношению к стальной арматуре, т.к. возможно ее снижение (из-за понижения с течением времени рН- фактора бетона), несмотря на рост его плотности.

Добавки в бетон. Без высокоэффективных «разжижителей» с бетоном при очень низком водоцементном отношении работать невозможно как на стадии приготовления, так и при укладке в формы (опалубку). Необходимое количество добавок увеличивается с уменьшением водоцементного отношения и ростом дозировки твердофазных дисперсных микродобавок, характеризующихся развитой удельной поверхностью и высокой адсорбционной активностью и способностью.

Наиболее эффективно использование добавок на основе поликарбоксилатов, т.е. «гиперпластификаторов», что подтверждено настоящими исследованиями.

Общепризнанных методов подбора составов бетонов прочности в 100 МПа и более не существует. Применение методов подбора состава традиционных по прочности бетонов (проф. И.Н. Ахвердова; метода «абсолютных» объемов; метода «НИИЖБ» Госстроя СССР и других вариантов), базирующихся на линейной закономерности взаимосвязи «прочность бетона - водоцементное отношение» не годится при ее увеличении до 100 МПа и более.

В этой связи по результатам выполненных исследований предлагается следующая методика подбора составов бетона прочностью в 100...150 МПа, положения которой могут совершенствоваться с учетом конкретики ведения бетонных работ.

Предлагаемая методика подбора состава высокопрочного бетона

Определяют качественные характеристики используемых материалов на соответствие требований к ним.

Определяют расчетное водоцементное отношение бетона, используя данные рисунка для требуемой прочности бетона.

Определяют расчетное содержание цемента в бетоне, используя данные таблицы 2.

Назначение расчетного содержания цемента в высокопрочном бетоне взаимоувязывается с введением в состав вяжущего добавки микрокремнезема и общим содержанием заполнителя (мелкого и крупного), а также введение микронаполнителя – каменной муки (в нашем случае – молотого гранитного отсева).

Определяют долевое (относительно цемента) содержание в составе вяжущего добавки микрокремнезема (рекомендуется в количестве от 5 % до 15 % по массе) и микронаполнителя (каменной муки в примерно равной пропорции для бетона прочностью ≥ 120 МПа) в зависимости от расчетного водоцементного отношения.

Таблица 2

Расчетное содержание цемента в высокопрочном бетоне

Прочность бетона, МПа		80	100	120	140...150
Содержание цемента (кг) на 1 м ² бетона,	ПЦ 500-Д0	460...500	480...530	500...550	600...650
	<u>1 гр</u> СЕМ I 42,5R				
марка класс	ПЦ 600-Д0	-	450...500	480...530	500...550
	<u>1 гр</u> СЕМ I 52,5R				

Определяют содержание мелкого и крупного заполнителя в их примерном соотношении к цементу: Ц : П : КЗ ~ 1 : (0,9... 1,25) : (2,0...2,5), по массе.

Определяют дозировку пластифицирующей добавки в зависимости от требуемой подвижности (осадки конуса или растекания конуса). Рекомендуется в пределах (0,3...1,0) % по сухому веществу от массы цемента.

Готовят пробный замес для определения: формуемости (удобноукладываемости) по «ОК» или «РК»; средней плотности свежееотформованного бетона (для корректировки содержания компонентов); изготовления контрольных образцов.

Проводят испытания контрольных образцов; оценивают результаты испытаний; корректируют (при необходимости) расчет.

Особенности применения (введения) углеродных наноматериалов

Установлено, что использование отечественных углеродных наноматериалов (УНМ) в дозировке 0,0005...0,05 % от массы цемента способствует росту прочности бетона к проектному возрасту на сжатие до 20% и несколько больше на осевое растяжение (определено раскалыванием образцов). Этот рост связан как с проявлением эффекта «центров кристаллизации» ультрадисперсных частиц УНМ, изломов и вершин нанотрубок, так и с эффектом «наноармирования» последними гидрокристаллических новообразований при формировании реакционных каемок вокруг цементных «ядер» в цементном камне.

Введение УНМ в бетон при приготовлении смеси может осуществляться вариантами: с цементом, если УНМ введен при его изготовлении (при помоле); введение (с распылением в бетоносмеситель с помощью сжатого воздуха) отдозированного вещества; введение его с водой затворения или введение после предварительного смешивания с мелким заполнителем (песком); введение в варианте химической добавки, содержащей УНМ (например, УКД-1).

При непосредственном введении УНМ в смеситель целесообразно применять вариант эжекции вещества, создавая условия распыления его в замкнутом объеме смесителя по площади поверхности перемешиваемой бетонной смеси.

При введении с водой затворения необходимо интенсивно смешать вещество УНМ с отдозированной на замес водой, что предпочтительно осуществлять в эмульгаторах ультразвукового принципа действия или механических эмульгаторах перед ее поступлением в смеситель.

При введении с мелким заполнителем (песком) или кремнеземом необходимо предварительное смешивание вещества УНМ с песком (кремнеземом), отдозированным на замес. Возможно смешивание непосредственно в бетоносмесителе при эжектировании или ином варианте равномерной подачи вещества УНМ в процессе перемешивания его с песком, как начальной фазы процесса приготовления бетонной смеси.

Особенности технологического процесса приготовления, укладки и твердения высокопрочного тяжелого бетона

Технология приготовления высокопрочного бетона может быть реализована на бетоносмесительных установках (узла, цеха, производства), оснащенных бетоносмесителями принудительного принципа действия.

Отличием является необходимость наличия бункеров и дозаторов для подачи и дозирования микрокремнезема и каменной муки. Кроме этого, при существенных объемах выпускаемого высокопрочного бетона с использованием каменной муки, целесообразно предусмотреть установку шаровой мельницы для помола гранитного отсева.

Процесс приготовления высокопрочного бетона осуществляется в следующей последовательности:

- дозирование и подача в бетоносмеситель гранитного щебня;
- дозирование и подача части воды затворения ((30...50)%);
- перемешивание в течение 30...60 сек с последующим добавлением, при работающем бетоносмесителе, песка, цемента и оставшейся части воды затворения, раствора химической добавки и УНМ (при применении);
- подача и дозирование микрокремнезема, каменной муки и окончательное перемешивание бетонной смеси (при повышенном воздухоповлечении пластификатора – перед его введением в смесь);
- выгрузка приготовленной бетонной смеси в автобетоносмеситель и доставка его к месту укладки.

Общее время перемешивания бетонной смеси составляет 3...5 мин, в зависимости от требуемой подвижности смеси и прочих технологических факторов.

Транспортирование бетонной смеси высокопрочного бетона осуществляется с помощью транспортных средств и устройств (механизмов), используемых для транспортирования традиционных бетонных как в условиях заводского производства сборных изделий, так и при ведении бетонных работ на строительных площадках.

Период сохранения формовочных свойств бетонных смесей высокопрочного бетона на уровне, требуемом для конкретных условий работы с ним должен определяться строительной (или заводской) лабораторией. Следует учитывать общую тенденцию ускорения по-

тери формуемости бетонных смесей, содержащих до (10...15)% микрокремнезема и характеризующихся низким (<0,3) водоцементным отношением; особенно – при температуре смеси и окружающей среды >20⁰С.

При минусовой температуре окружающей среды не рекомендуется подогрев на стадии приготовления бетонной смеси более 15⁰С; не рекомендуется разогрев бетонной смеси перед укладкой более 30⁰С.

Рекомендуется для всех условий бетонирования, чтобы время от приготовления бетона до его укладки было минимально необходимым, а укладка бетона велась по возможности с максимальной интенсивностью.

Средства для приема, подачи и укладки бетона в формы или опалубку используют те же, что и при работе с традиционными бетонами соответствующей консистенции (формуемости, т.е. подвижности или жесткости).

Рекомендации по уходу за свежеложенным высокопрочным бетоном можно условно разделить на два основных периода: зимний период (твердение при отрицательной температуре окружающей среды) и летний период (высокая температура воздуха и низкая влажность).

Рекомендации по уходу за бетоном в летний период на начальной (первой) стадии его твердения в опалубке и после ее снятия или перемещения (вторая стадия) в сухих и жарких условиях в основном связаны с двумя факторами: необходимостью исключения потерь влаги бетоном (высушивания) и предотвращения перегрева высокопрочного бетона – превышение его температуры при твердении сверх 30...40⁰ С.

Влаго- гидроизоляция бетона на первой стадии относится к неопалубленным поверхностям возводимых (устанавливаемых) конструкций.

На второй стадии (после снятия или перемещения опалубки) необходима защита всей открытой поверхности конструкций, кроме имеющих непосредственный контакт с пресной водой или находящихся в контакте с насыщенным ей грунтом (обратной засыпкой) если по проектной документации на устройство конструкции не предусмотрено иное решение.

Исключение из этого правила составляет использование несъемных опалубок и необходимость влаго – гидроизоляции относится к неопалубленным поверхностям на весь период твердения.

Период (или время) защиты бетона устанавливается в проектной документации (как и рекомендуемый вид ее реализации). Для высокопрочного бетона рекомендуется общий период защиты продолжительностью в 7 суток, но не менее 3 суток, если в проектной документации не установлен больший срок.

Методы и приемы влаго,- гидроизоляции или защиты бетона могут устанавливаться в проектной документации, а при отсутствии соответствующих указаний назначаться производителем бетонных работ.

Влажностные приемы защиты бетона включают: твердение под слоем воды, укрытие влагоемкими, насыщенными водой сыпучими или поризованными ковровыми материалами (периодически дополнительно увлажняемыми), периодический полив водой (при наличии соответствующих условий) и их комбинации.

Защита гидроизолирующими материалами осуществляется использованием покрывал из полиэтиленовых пленок, пергаминов, рубероидов и иных «рулонных» материалов с учетом того, что они способствуют возникновению «парникового эффекта», т.е. накоплению теплоты (особенно под влиянием солнечной энергии) и перегреву бетона.

Защита пленкообразующими составами, эффект которых заключается в том, что они легко наносятся на поверхность конструкций любой конфигурации распылением сжатым воздухом, а затем образуют на ней пленку, препятствующую испарению из бетона воды, - это вариант защиты наиболее быстро и с меньшими затратами реализуемый в условиях строительной площадки.

Пленкообразующие составы:

- водно-дисперсные (на различных парафинах);
- водные эмульсии (на полимерных смолах), могут быть темными (на нефтеполимерных смолах и битумах), светлыми (на парафинах), пигментированными (например бесцветными), светоотражающимися.

Защита уплотняющими составами (в частности, 5%-ым раствором Al_2SO_4 , эффект которого заключается в создании плотного, трудно проницаемого поверхностного слоя цементного камня и не

приводит к перегреву бетона под воздействием солнечной радиации.

Выбор метода и приемов защиты твердеющего бетона рекомендуется осуществлять с учетом их эффективности, конструктивных особенностей возводимого (устанавливаемого) элемента здания (сооружения) и возможности реализации того или иного метода, конкретных условий ведения работ и требований к бетону. Безусловно, лучшими для высокопрочного бетона являются методы влажностной защиты и вариант с уплотнением структуры верхнего слоя бетона, т.к. они одновременно исключают «перегрев» бетона.

Рекомендации по уходу за бетоном в зимний период связаны с предотвращением замерзания бетонной смеси во время транспортирования ее к месту укладки, укладки в опалубку и начального периода ее твердения.

Это может быть реализовано следующими методами:

- использование предварительно разогретых компонентов бетонной смеси: щебень, песок, подогретая вода;
- использование утепленных автобетоносмесителей при доставке бетонной смеси;
- применение предварительного электроразогрева бетонной смеси на объекте, с последующим укрытием открытых участков бетонных конструкций тепло- и пароизоляционными материалами;
- использование специальных методов зимнего бетонирования: электродный прогрев бетона, прогрев бетона в греющих опалубках, обогрев бетона греющими проводами, индукционный нагрев бетона, бетонирование в тепляках и паропрогрев бетона.

Во всех случаях рекомендуемая температура разогрева (прогрева) бетона соответствует не более $(30...35)^{\circ}\text{C}$.

Заключение

Материал статьи – это обобщение результатов исследований, выполненных в БНТУ по заказу Минстройархитектуры РБ.

Авторы предлагают сотрудничество с организациями, заинтересованными во внедрении высокопрочного бетона в строительное производство.

ЛИТЕРАТУРА

1. П2-01 к СНиП 3.09.01-85 Изготовление сборных бетонных и железобетонных изделий.
2. СНБ 5.03.02-03 Производство сборных бетонных и железобетонных изделий.
3. СТБ 1035-96 Смеси бетонные. Технические условия.
4. СТБ 1112-098 Добавки для бетонов. Общие технические условия.
5. СТБ 1310-2002 Бетоны. Классификация. Общие технические требования.
6. СТБ 1321-2002 Щебень кубовидный из плотных горных пород. Технические условия.
7. СТБ 1544-2005 Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия.
8. СТБ EN 197-1-2007 Цемент Ч.1. Состав, спецификации и критерии соответствия общих цементов.
9. ГОСТ 8736-93 Песок для строительных работ. Технические условия.
10. ГОСТ 8267-93 Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия.
11. ГОСТ 10178-85 Портландцемент. Шлакопортландцемент. Технические условия.
12. EN 206-1 Бетон. Ч. 1: Установление требований, свойства, изготовление и соответствие.
13. Тейлор Х. Химия цемента. Пер. с англ. – М.: Мир, 1996. - С. 296-325.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624

**МОДЕЛИРОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И ПРОЧНОСТИ
КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА МЕТОДАМИ
МИКРОМЕХАНИКИ**

СИДОРОВА А.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Актуальное развитие строительного материаловедения, как результат исследования в разных областях естественных наук, тесно связано с запросами современного строительства. Технический прогресс, с одной стороны, порождает необходимость разработки новых конструкционных материалов, а с другой – в значительной степени обусловлен результатами этих разработок. В последнее время, были получены совершенно новые материалы с заранее заданными свойствами, разработана технология их производства и методы расчета. Современная наука о таких материалах представляется чрезвычайно разветвленной и далекой от своего завершения.

Среди новых материалов особое место занимают композиционные материалы, обладающие целым комплексом различных свойств, рациональное сочетание которых позволяет получать оптимальные конструкции. Композиционные строительные материалы широко применяются в строительной отрасли.

Для экспериментального определения свойств композиционных материалов необходимо провести большой объем дорогостоящих

исследований. Выходом из сложившейся ситуации может стать проведение теоретических аналогий и использование теоретических моделей композиционных материалов, которые могут помочь в определении требуемых характеристик, таких как прочность и однородность. Зная начальные параметры, внешние условия и сопутствующие факторы, можно построить математическую модель поведения материала во времени. Для решения этой задачи целесообразно применение методов микромеханики.

Микромеханика находится еще в начальной стадии своего развития, в то время как механика сплошной среды и механика разрушения (являющееся составной ее частью) уже достигли большого развития. Линейная механика разрушения рассматривает материал как сплошную, однородную, упругую среду и пользуется аппаратом классической линейной теории упругости.

Фундаментальное понимание и математический количественный анализ характеристик поведения нано-, микро- и макроструктур необходимо для рационального и эффективного конструирования материалов и структур.

Модели случайной и упорядоченной гомогенизации, примененные на уровне микроструктуры материала, показывают, что сложные характеристики разрушения такого материала, как бетон, могут быть разложены на составляющие их простые характеристики разрушения отдельных наноструктур – гидратов в бетоне. В то же время существенное влияние на общие прочностные характеристики оказывает содержание воды в материале. В конструкциях промышленного и гражданского строительства содержание воды может значительно меняться вследствие процессов гидратации и дегидратации бетона.

Бетон является микрогетерогенным материалом, получаемым при смешивании цемента, воды, песка и заполнителей. В результате химической реакции между цементом и водой образуются так называемые продукты гидратации. Последние устанавливают связи между отдельными частицами микроструктуры и таким образом отвечают за макроскопические механические свойства бетона, включая упругость и прочность. Поскольку зерна цементного клинкера и продукты гидратации значительно меньше зерен песка и заполнителей, для описания микромеханической модели бетона применяются два элементарных объемных элемента: цементный камень

и бетон. Первый относится к поликристаллическому цементному тесту со сферическими фазами вещества, представляющими цементный клинкер, воду, гидраты и пузырьки воздуха, непосредственно взаимодействующими между собой. Второй относится к бетону, состоящему из сферических фаз заполнителя (песка), расположенных в матрице, образованной цементным тестом. Поскольку зерна песка и заполнителя незначительно отличаются формой и упругостью, в микромеханике сплошных сред они рассматриваются как частицы с одинаковыми свойствами и носят название "заполнители".

Содержание отдельных фаз вещества в элементарном объемном элементе зависит от состава материала. В цементном тесте оно определяется соотношением масс воды и цемента В/Ц. В торкрет-бетоне оно определяется как значением В/Ц, так и соотношением масс заполнителя и цемента З/Ц. В процессе гидратации содержание в цементном тесте фракций клинкера, воды, гидратов и пузырьков воздуха зависит от протекания химической реакции. Этот процесс обычно представляется с помощью закона гидратации Пауэрса, параметром которого является степень гидратации, равная 0 в начале реакции и принимающая значение 1, после того как весь клинкер поглощен.

Модули упругости фаз вещества можно определить с помощью непосредственных способов измерения, включая наноиндентирование. С целью упрощения жидкие фазы, вода и воздух, заменяются на условные твердые фазы, что является часто используемым допущением в микропоромеханической теории. Если при нагружении вода не покидает элементарный объемный элемент (закупоренное или влажное состояние) считается, что вода имеет пренебрежимо малую жесткость на срез и модуль объемной упругости 2,3ГПа; если же наблюдается текучесть воды, говорят об высушенном состоянии. Точно так же "высушенное" состояние относится и к воздушной фазе.

В последнее время гомогенизация бетона также охватывает его вязкоупругие свойства. Здесь стоит отметить, что гидраты являются единственным вязкоупругим элементом цементирующих материалов, имеющим только пластические деформации. Этот тип пластической деформации описан известной моделью Бюргера. Все остальные частицы материала считаются линейно упругими. Поль-

зуюсь принципом соответствия вязкоупругости, общие вязкоупругие свойства гомогенизируются с пространстве Лапласа-Карсона (LC), где применимы схемы гомогенизации упругих свойств. Получаемые в результате LC-преобразования функции пластической деформации и релаксации преобразовываются обратно во временную область. При гидратации бетона постоянно меняющиеся объемные доли компонентов цементного теста рассматриваются через новые интегральные выражения, описывающие законы поведения вязкоупругих составляющих, что позволяет точнее оценивать пластические деформации цементирующих материалов в начале эксплуатации.

Недавно было доказано, что в области анализа предела упругости можно получить прочностные характеристики бетона, зная прочностные характеристики гидратов. Таким образом, предполагается, что изучаемый материал сохраняет упругость при условии, что максимальные напряжения в гидратах не превышают некоторого порогового значения ("прочность гидратов"). Это значение соответствует предельной нагрузке элементарного объемного элемента цементного теста или бетона. Для определения критических напряжений гидратов рассчитываются среднеквадратичные напряжения. С этой целью вместо сферической используется игловидная модель гидратов с изотропной пространственной ориентацией. Прогноз, сделанный на основании принятой модели, согласуется с результатами независимых экспериментов.

Во многих случаях механические свойства материалов и структур могут быть представлены в виде нескольких параметров, описываемых математически. Такое представление очень важно при конструировании новых материалов и структур, а также улучшении существующих инженерных решений, касающихся обработки и конструирования материалов. Механика материалов является гораздо более молодой отраслью знаний. Несмотря на то, что она также опирается на общепризнанные математические теории, целостное экспериментальное подтверждение модели материалов остается необходимым для демонстрации пользы теории в инженерной практике.

ЛИТЕРАТУРА

1. Андре Зауи, Микромеханика сплошной среды: Обзор. – *Journal of engineering mechanics* / August 2002
2. Бардзокас Д. И., Зобнин А. И. Математическое моделирование физических процессов в композиционных материалах периодической структуры. – М.: Едиторал УРСС, 2003. – 376 с.
3. Манг, Аингер и др. Вычислительная механика в промышленном и гражданском строительстве - Обзор основных характеристик материалов и структур. - Институт механики материалов и структур Венского технологического университета, Карлсплац 12/202, А-1040, Вена, Австрия

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 666.972.69

**ЭФФЕКТИВНАЯ ПЕРЕРАБОТКА ГРАНИТНОГО ОТСЕВА
РУПП «ГРАНИТ»**

СМОЛЯКОВ А.В., ДРОЗД А.А., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

В результате ранее выполненных с участием авторов исследований, частично представленных в публикациях [1...4], был разработан вариант прямого применения “технологического” гранитного отсева, образующегося на основном производстве РУПП «Гранит» при измельчении (дроблении) исходной горной породы на щебень. По разработанной в БНТУ с участием специалистов ПРУП «Кричевцементношифер» технологии и соответствующим техническим условиям (ТУ ВУ 100649721.116-2010) данное предприятие выпустило порядка 97,1 тыс. тонн портландцемента с минеральной добавкой из гранитного отсева. По реализованной при этом технологии производства гранитный отсев вводят в вяжущее (до 20% от массы) при совместном помоле с клинкером. Полученное вяжущее характеризуется стабильными физико-техническими свойствам, т.к. химико-минералогический состав гранитного отсева (сформировавшийся в глубокой древности) стабилен. Практика его использования строительной отраслью Беларуси и в России показала, что эта разновидность портландцемента с минеральной добавкой нашла

свою “нишу” в производстве сборного бетона и железобетона и в монолитном строительстве.

В статье приведена информация об основных результатах исследований на всех этапах работ, а также о внедрении разработки, как в варианте производства цемента с минеральной добавкой гранитного отсева, так и при производстве бетонных и железобетонных изделий с его использованием.

В процессе работы были получены данные об основных физико-технических свойствах гранитного отсева Микашевичского комбината, экспериментальные данные о процессе помола отсева и влияния на кинетику и тонкость помола ($S_{уд}$, $см^2/г$) влажности и времени измельчения материала, данные об основных свойствах порошкообразного продукта помола. Результатами в этой части стали следующие выводы: наиболее интенсивно удельная поверхность продукта помола нарастает в первые 0,5 ч работы шаровой мельницы, затем эффективность помола снижается; тонкость помола сухого отсева в шаровой мельнице за первые 0,5 ч достигает $S_{уд} \sim 3000$ $см^2/г$, что соответствует тонкости помола применяемых для изготовления ЖБИ современных цементов и принципиально достаточно для использования продукта помола в качестве минеральной добавки в строительные бетоны и растворы. Помол гранитного отсева в шаровой мельнице более 0,5...1,0 часа сопровождается ростом удельной поверхности продукта помола, но относительный прирост $S_{уд}$ ($см^2/г$)/мин на единицу времени после 1,0 часа помола резко снижается (примерно в 3 раза) и стабилизируется.

На наш взгляд, отмеченные различия в кинетике роста $S_{уд}$ продукта помола с увеличением времени работы мельницы связано с тем, что гранитный отсев, точнее составляющие его частицы, имеют многочисленные структурные дефекты в виде микротрещин. Как результат, на начальной фазе измельчения они способствуют интенсивному разрушению отдельных зерен по развивающимся трещинам и процесс измельчения идет быстро. После разрушения (измельчения) части исходного материала по имевшимся в структуре зерен дефектам он становится более однородным и сопротивляемость воздействию мелющих тел возрастает, что и отражается в снижении темпа роста $S_{уд}$ продукта помола. Естественно, что кроме отмеченного на снижение прироста $S_{уд}$ со временем помола ока-

зывают и другие закономерности, характерные (общие) для процесса диспергации твердой фазы и которые не рассматриваются нами.

Следующим этапом стало исследование влияние молотого гранитного отсева на стандартизированные физико-технические свойства цемента: нормальную плотность, сроки схватывания, равномерность изменения объема, прочность (активность) при водном твердении и пропаривании в результате чего была установлена возможность введения в цементно-песчаные растворы значительного количества (до 30 % от МЦ при оптимальном: 15...20 % от МЦ) молотого отсева, снижая тем самым расход клинкерной составляющей цемента; изучены структурно-морфологических изменения в цементном камне под влиянием вещества молотого гранитного отсева и установлено, что основу эффекта роста прочности цементного камня составляют физические аспекты воздействия тонкодисперсных частиц твердой фазы: изменений в морфологии образующихся гидрокристаллических фаз силикатов, алюминатов и ферритов кальция не обнаружено.

Выполнены исследования кинетики твердения тяжелого бетона на портландцементе с добавкой (Д20) молотого гранитного отсева при твердении в стандартных нормально-влажностных условиях и при пропаривании. Подтверждена возможность применения такого цемента в бетонах различных классов по прочности, включая класс С32/40 (прочностью на сжатие до 50...55 МПа).

Увеличение дозировки миндобавки более 20% от МЦ очевидно приводит к снижению проектной прочности бетона, при прочих равных условиях. Этот отрицательный эффект связан, на наш взгляд, с двумя факторами.

Во-первых, введение значительного количества инертного по своей сути минерального наполнителя способствует снижению активности вяжущего.

Во-вторых, в большей мере проявляется эффект понижения качества сцепления цементного камня, содержащего большое количество инертного вещества, с заполнителями в бетоне.

В-третьих, возрастает величина истинного (по отношению к клинкерной части цемента) водоцементного отношения бетона, т.е. растет его пористость, что в совокупности приводит к превышению воздействия отрицательных факторов над положительно действующими на цементный камень и обеспечивающими рост его прочно-

сти. В результате при дозировке добавки более 20% от МЦ прочность бетона существенно снижается и на свежемолотом цементе.

Вместе с тем, следует отметить, рост прочности образцов бетона (как нормально – влажностного твердения так и пропаренных) в проектном возрасте (28 сут.) при дозировке миндобавки в 10% от МЦ, а во-вторых, небольшое увеличение относительной прочности пропаренного бетона. Последнее очевидно связано с общеизвестной тенденцией о большей эффективности цементов с миндобавками при твердении в среде с повышенной температурой.

В результате итогового комплекса экспериментальных исследований выявлено влияние минеральной добавки из молотого гранитного отсева на *эксплуатационные свойства бетона*: водопоглощение, водостойкость (при твердении в воде и циклическом насыщении-высушивании), морозостойкость (в кинетике изменения массы и прочности образцов), солестойкость в среде хлоридов и защитную способность бетона по отношению к стальной арматуре и влияния на эти свойства количества вводимой в портландцемент минеральной добавки в дозировке 10...20(30) % от его массы, а также зависимость указанных свойств бетона от срока хранения цемента с молотой миндобавкой (навалом; в мешкотаре).

Установлено, что водопоглощение бетона на портландцементе с минеральной добавкой в количестве до 20 % от массы увеличивается и это сопровождается снижением морозостойкости бетона на одну марку (с F(300-400) до F(200-300)). При этом абсолютные значения водопоглощения по массе бетона с миндобавкой исследованных составов не превысили 5 % (значение, нормируемое для бетонов дорожного строительства), а морозостойкость марок F(200-300) по существу удовлетворяет нормативным требованиям, предъявляемым к бетонам общестроительного назначения, включая наружные ограждающие конструкции.

Выявлено, что использование портландцемента с миндобавкой из молотого гранитного отсева (до 20 %) практически не снижает водостойкости бетона при испытаниях (эксплуатации) в водной неагрессивной среде, обеспечивая стабильный рост прочности бетона (в исследованиях до 60 сут) во времени. При циклических испытаниях (или эксплуатации) в условиях насыщения водой - высушивания введение в портландцемент миндобавки понижает стойкость бетона: его прочность снижается быстрее, чем у бетона на бездоба-

вочном цементе. Одновременно введение в бетон на портландцементе с миндобавкой (до 20 % от массы) пластифицирующей добавки 1-ой группы и соответствующее снижение (В/Ц) бетона позволяет компенсировать этот отрицательный эффект, с сохранением водостойкости бетона при циклических испытаниях (эксплуатации) на уровне материала, приготовленного на чистоклинкерном (бездобавочном) цементе.

Установлено, что бетон на портландцементе с минеральной добавкой (до 20 %) характеризуется достаточно высокой солестойкостью, не отличается в общих тенденциях "поведения" от бетона, приготовленного на чистоклинкерном цементе (М500 Д0). В частности, в процессе испытаний выявлен эффект роста прочности бетона с миндобавкой под действием раствора соли (NaCl), стабилизация прочности на определенном этапе и последующее ее снижение, характерные и для бетона на чистоклинкерном вяжущем.

Выявлено, что переменное насыщение в растворе соли - высушивание закономерно (за примерно равный период времени и количество циклов) приводит к деструкции бетона на портландцементе с миндобавкой (равно как и на чистоклинкерном цементе) в количестве до 10 % от МЦ; с увеличением дозировки добавки до 20 % от МЦ процесс деструкции бетона ускоряется.

Доказано, что введение в цемент до 20 % от МЦ миндобавки одновременно с использованием пластифицирующей добавки 1-ой группы (суперпластификатора) при соответствующем (~ 15 %) снижении начального водосодержания бетона (при сохранении подвижности на исходном уровне) позволяет повысить солестойкость бетона на портландцементе с миндобавкой до уровня, не ниже уровня солестойкости бетона на чистоклинкерном цементе и даже превысить его.

Установлено, что введение в портландцемент миндобавки до 20 % от МЦ не вызывает изменений в коррозионном состоянии стальной арматуры в бетоне, т.е. сталь находится в пассивном (защищенном) состоянии, а портландцемент с добавкой молотого гранитного отсева можно применять в железобетонных изделиях и конструкциях без ограничений, включая преднапряженные и армированные арматурой на основе проволоки.

По отсутствию динамики изменений защитной способности бетона на портландцементе с миндобавкой до 20 % от МЦ по отноше-

нию к стальной арматуре в процессе циклических электрохимических испытаний определено, что при этом обеспечивается сохранность стальной арматуры и ее пассивное (без коррозии) состояние, не уступая по этому показателю бетону на чистоклинкерном вяжущем.

Экспериментально подтвержден гарантийный срок хранения портландцемента с миндобавкой до 20 %, соответствующий практикуемому при прочих равных с ним условиях и составляющему 60 сут.

Производственной апробацией исследований стало внедрение опытной партии цемента с добавкой из молотого гранитного отсева в производство бетонных и железобетонных изделий на заводах гг. Минска, Барановичи и Борисова.

Предприятия характеризуются выпуском разнообразной продукции общестроительного назначения. Используя цемент опытной партии "ПЦГ 400" были произведены следующие виды продукции.

На ОАО "Завод СЖБ" Борисов произведены и отпущены потребителям: лестничные марши, лотки теплотрасс, кольца смотровых колодцев, блоки и плиты фундаментальные, преднапряженные плиты пустотного настила, а также для производства строительных растворов.

На ОАО "Завод СЖБ № 1" г. Минска, который специализируется на выпуске продукции для промышленного строительства, были произведены сваи железобетонные забивные (СТБ 1075-97), трубы железобетонные безнапорные центрифугированные (СТБ 1163—99) и другие изделия.

На ОАО "Завод железобетонных изделий" г. Барановичи, который выпускает продукцию промышленного и общестроительного назначения, изготовлены: преднапряженные плиты перекрытий многопустотные, сваи забивные, элементы нулевого цикла зданий и др.

Заключение

На всех предприятиях, использовавших цемент с минеральной добавкой гранитного отсева, не потребовалось никаких изменений в технологическом процессе или организации производства выпускаемой ими продукции. Это свидетельство соответствия качества цемента с минеральной добавкой гранитного отсева, во-первых, стан-

дартным требованиям к портландцементу, во-вторых, подтверждение достоверности основных положений и выводов по результатам научно-исследовательской работы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Батяновский, Э.И. Свойства цемента и цементного камня с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева/ Э.И. Батяновский, А.А. Дрозд, А.В. Смоляков, // Строительная наука и техника. – 2009. – № 1. – С. 73–79.

2. Смоляков, А.В. Технологические свойства бетонных смесей и прочность бетона с добавкой в виде молотого гранитного отсева/ Э.И. Батяновский, А.А. Дрозд, А.В. Смоляков, // Строительная наука и техника. – 2009. – № 2(23). – С. 49–57.

3. Батяновский, Э.И. Долговечность железобетона с минеральной добавкой в виде молотого гранитного отсева/ Э.И. Батяновский; А.В. Смоляков, А.А. Дрозд, В.И. Мацкевич // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. ст./ГрГУ им. Я.Купалы (Гродно, 2010). – Гродно. – 2010. – С. 288 – 291.

4. Смоляков, А.В. Использование гранитного отсева в цементе и конструкционном бетоне / П.Л. Федорович; Э.И. Батяновский // Проблемы современного бетона и железобетона: Материалы III Межд. Симп. (Минск, 9-11.11.2011). В 2 т. Т 2 «Технология бетона». – Минск, Минсктиппроект, 2011. – С. 438–451.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.014

УДК 624.012

**ОЦЕНИВАНИЕ СООТВЕТСТВИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА
НА СЖАТИЕ ПО ТРЕБОВАНИЯМИ СТБ EN 206-1:2000
И ГОСТ 18105-2010 (EN 206-1:2000; NEQ)**

ТУР В.В.

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

ELZBIETA SZCZYGIELSKA

Государственная высшая школа имени Папы Яна Павла 11, Бяла
Подляска, Польша

Введение

В основу современных норм проектирования конструкций из бетона положен полувероятностный метод частных коэффициентов (иногда не вполне корректно определяемый как метод предельных состояний), тесно связанный и вытекающий из концепции проверок предельных состояний (*англ.* Limit States Design). Основы метода предельных состояний достаточно подробно изложены в специальных публикациях, посвященной этой проблеме [3, 22, 23] и не являются предметом данной работы.

В соответствии с положением, содержащимся в п. 6.1(1) ТКП EN 1990, «... при применении метода частных коэффициентов сле-

дует подтвердить, что во всех, рассматриваемых расчетных ситуациях никакое из значимых предельных состояний не будет превышено, если в расчетных моделях приняты расчетные значения эффектов воздействий и сопротивлений конструкции».

Сформулированное выше проверочное условие метода частных коэффициентов, в общем случае, может быть представлено с помощью следующего детерминистического неравенства:

$$E_i(F_d; f_d; a_d; \vartheta_d) \leq R_i(F_d; f_d; a_d; \vartheta_d). \quad (1)$$

Расчетные значения базисных переменных $(F_d; f_d; a_d; \vartheta_d)$ в неравенстве (1) выражают с учетом их статистической изменчивости из некоторых нормируемых характеристических значений $(F_k; f_k; a_k; \vartheta_k)$, к которым применяют систему частных коэффициентов (γ_i, ψ_i) , а также, если необходимо, и некоторые другие параметры, управляющие надежностью.

Так, согласно п.6.1(3) ТКП EN 1990 в расчетных моделях сопротивлений и эффектов воздействий в неравенстве (1) «следует устанавливать расчетные значения, используя характеристические значения базисных переменных» (воздействий и их эффектов F_k ; геометрических характеристик a_k ; ошибок моделирования ϑ_k ; прочностных характеристик материалов f_{ki}).

Численные значение частных коэффициентов (γ_i, ψ_i) и методы их калибровки для назначенного уровня конструкционной надежности, основанные на методах статистического моделирования, изложены в СТБ ISO 2394 [16] и ТКП EN 1990 [13].

Таким образом, в рамках метода частных коэффициентов базисные переменные определяют с учетом их статистической изменчивости, а проверки предельных состояний выполняют с применением детерминистических неравенств вида (1). При этом, для учета статистической изменчивости взамен функции распределения плотности вероятности (PDF) с её описательными статистиками (средним X_m и стандартным отклонением σ), для базисных переменных,

вводят одно характеристическое значение X_k , определяемое, согласно [17, 18], как квантиль установленного порядка.

В настоящее время на территории Республики Беларусь действует два стандарта, относящихся к статистическому контролю прочности бетона на сжатие: СТБ EN 206-1:2000 [19] и ГОСТ 18105-2010 [2]. Следует отметить, что введение этих стандартов не было предварено ни анализом содержащихся в них положений, ни комментариями, определяющими порядок их практического применения. Настоящая публикация в ограниченной мере содержит как комментарий, главным образом, нового для производителя СТБ EN 206-1, так и анализ критериев, применяемых для подтверждения соответствия. Декларирование соответствия является обязательным элементом технической политики, изложенной в Техническом регламенте [26] (к слову, стандарт ГОСТ 18105-2010 не содержит упоминаний о подтверждении соответствия).

1 СТАТИЧЕСКИЕ КРИТЕРИИ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ ОЦЕНИВАНИЯ СООТВЕТСТВИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА СЖАТИЕ

1.1. Характеристическая прочность бетона на сжатие

Класс бетона по прочности на сжатие в конструкции, а соответственно и приписанное ему характеристическое значение прочности назначается проектировщиком с использованием, как правило, оптимизационных процедур, учитывающих технические, экономические, экологические и социальные последствия, связанные с отказом конструктивного элемента (конструкции) в соответствии с концепцией надежности, принятой в ТКП EN 1990.

Однако, как отмечается в ряде работ [20, 21], строительная практика показывает, что конструкции из бетона довольно редко возводятся в точном соответствии с назначенным уровнем качества бетона и характеристиками, принятыми при проектировании (здесь необходимо подчеркнуть, что проектирование – это процесс, когда все действия и операции совершаются с абстракциями).

В общем случае фактическая прочность бетона в возведенной конструкции зависит от случайных вариаций качества, которые имеют место в процессе приготовления, транспортирования, укладки бетонной смеси и условий хранения бетона. Кроме того, извест-

ную долю неопределенности в общую изменчивость качества при его оценивании вносят процедуры, связанные с испытанием опытных образцов. Основные источники изменчивости качества бетона приведены в [14], а их подробный анализ содержится в публикациях [13, 14].

Опыт показывает, что при стабильных условиях производства для описания непрерывно распределенной случайной величины, которой является прочность бетона, обычно применяют нормальное (Гауссовское) распределение с главными описательными статистиками – средним значением и среднеквадратичным (стандартным) отклонением прочности. Как было показано выше, в концепции полувероятностного метода частных коэффициентов взамен функции плотности вероятности прочности бетона со своими статистическими параметрами (средним значением и стандартным отклонением) вводят один параметр – **характеристическую прочность**.

Характеристическая прочность материала, согласно [18], определена как значение прочности, установленное с учетом статистической изменчивости, ниже которого может располагаться только ограниченно малая доля результатов (доля дефектов) из принятого гипотетически бесконечного распределения прочности.

Для бетона **характеристическая прочность на сжатие** f_{ck} определена как 5% - квантиль статистического распределения параметра прочности. Характеристическое значение прочности применяют как при проектировании, так и при контроле соответствия бетона при его производстве и применении в конструкциях.

Приведенное определение характеристической прочности бетона было впервые дано в ISO 3893:1997 [18]. Согласно ТКП EN 1990 [13] характеристическое значение прочности (f_{ck}) также определено как установленная квантиль принятого статистического распределения прочности для гипотетически бесконечной выборки результатов испытаний. Учитывая то обстоятельство, что на практике число результатов испытаний n является достаточно ограниченным (особенно в случае бетонных образцов, подвергаемых разрушению в процессе испытания), в стандарте ISO 3893:1997 [18] установлено, что при контрольных испытаниях квантили (коими являются характеристические значения прочности) следует оценивать

при доверительном уровне γ от 50% до 95%. Это же требование содержится и с СТБ ISO 12491:1997 [17].

Как было сказано ранее, в нормах проектирования железобетонных конструкций [27, 28] механические характеристики бетона выражают через его характеристическую прочность f_{ck} , определенную как 5% - квантиль статического распределения прочности на сжатие для гипотетически бесконечной выборки результатов, получаемых из испытаний стандартных цилиндров ($\varnothing 150$ мм; $h = 300$ мм) или кубов (со стороной 150 мм). На практике доля дефектов (результатов, меньших чем f_{ck}) может быть большей, либо меньшей 5% (см. рис. 1). Дефектность произведенного бетона при оценивании прочности на сжатие можно выразить как долю (фракцию) дефектных результатов:

$$\theta = \Pr \{ f_{ci} \leq f_{ck} \}, \quad (2)$$

где f_{ci} – единичные значения прочности в n – элементной выборке результатов испытаний.

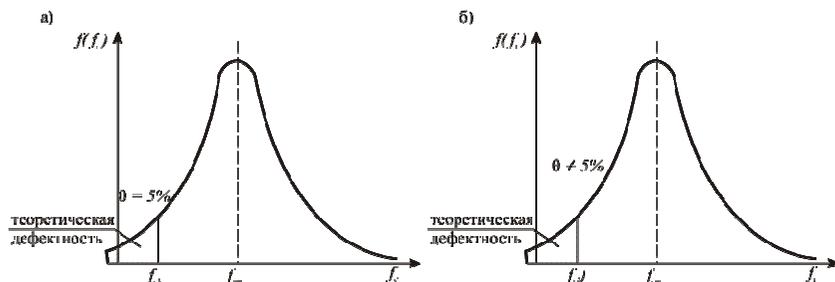


Рис.1 – Теоретическая (а) и фактическая (б) доли дефектов при оценивании прочности на сжатие [4]

Согласно СТБ ISO 12491:1997 [17], рассматривают возможность применения трех методов оценивания квантилей статических распределений:

- **статическое оценивание** с учетом количества единичных результатов испытаний при назначенном доверительном уровне оценивания γ ;

– применение **операционно-характеристических функций (ОС)** при назначенных (или установленных) значениях риска производителя (поставщика) и потребителя;

– применение для оценивания **Байесовских статистик**.

В последние годы предприняты попытки разработки новых подходов к созданию критериев соответствия прочности бетона. Однако, они пока не используются в практике. Здесь следует отметить интересные предложения I.Skrzypczak [4], основанные на теории нечетной логики (fuzzy logic), а также применение порядковых статистик [3, 25].

1.2. Критерии соответствия, устанавливаемые с помощью операционных функций (функций ОС)

1.2.1. Определение функции ОС

В процедурах статического управления качеством, установленных в ISO 3534-2 [29] существенное значение имеют функции определяющие в испытательном плане вероятность того, что выполняются критерии соответствия в зависимости от принятого уровня качества (QL) контролируемой партии изделия или процесса (далее рассуждения ограничиваются до приемки партии). На практике эти функции графически представляют в виде так называемых операционно-характеристических кривых (*англ.* Operating Characteristic Curve), обозначаемых далее символом ОС. Кривые ОС, показанные на рисунке 2 определены следующими характеристическими параметрами:

– качество, соответствующее риску поставщика (производителя) (*англ.* Producer's Risk Quality – PRQ);

– качество, соответствующее риску потребителя (*англ.* Consumer's Risk Quality – CRQ);

– допустимый (приемлемый) уровень качества (*англ.* Acceptable Quality Level – AQL);

– предельный (граничный) уровень качества (*англ.* Limiting Quality Level – LQL).

Риск потребителя (CR) в назначенном плане выборочного контроля означает вероятность приемки (P_a) партии, если уровень ее качества характеризуется значением, признаваемым в этом плане, как неудовлетворительное (например, принимает значение нижнего граничного уровня качества LQL , как показано на рис. 2). Риск по-

требителя называют также максимальной вероятностью ошибки II рода.

Риск производителя (поставщика) (PR) в назначенном плане выборочного контроля обозначает вероятность отклонения (отбраковки) партии, если уровень ее качества имеет значение, признаваемое в этом плане как возможный (допустимый) для приемки, или приемлемый (например, принимает значение приемлемого или допустимого уровня качества AQL , как показано на рис. 2). Риск производителя (поставщика) определяют как максимальную вероятность ошибки I рода.

Согласно СТБ ISO 12491 [17] рекомендовано принимать равные значения риска производителя (поставщика) и потребителя на уровне 5% ($PR = CR = 0,05$, см. рис. 2). Соответствующие этим значениям рекомендуемые максимальные уровни качества: PQR – до 4% и CRQ – до 15%.

Согласно EN206-1 решение о соответствии или несоответствии прочности бетона принимают на основе сравнения результатов испытаний контрольных образцов с двойными критериями соответствия, выделяя начальный ($n = 3$) непрерывный и установившийся ($n = 15$) периоды производства.

В связи с трудностями аналитического вычисления вероятности приемки, эффективность двойных критериев соответствия анализируют на специальных масштабных сетках (как правило, в Гауссовских координатах), позволяющих линеаризовать кривые ОС, а также показать границы неэкономичной и небезопасной областей, между которыми располагается рабочая область, в пределах которой должны располагаться линии ОС. Границы указанных областей, предложенные комитетами СЕВ/СІВ/FIP/RILEM в 1975 г., представлены на рисунке 4.

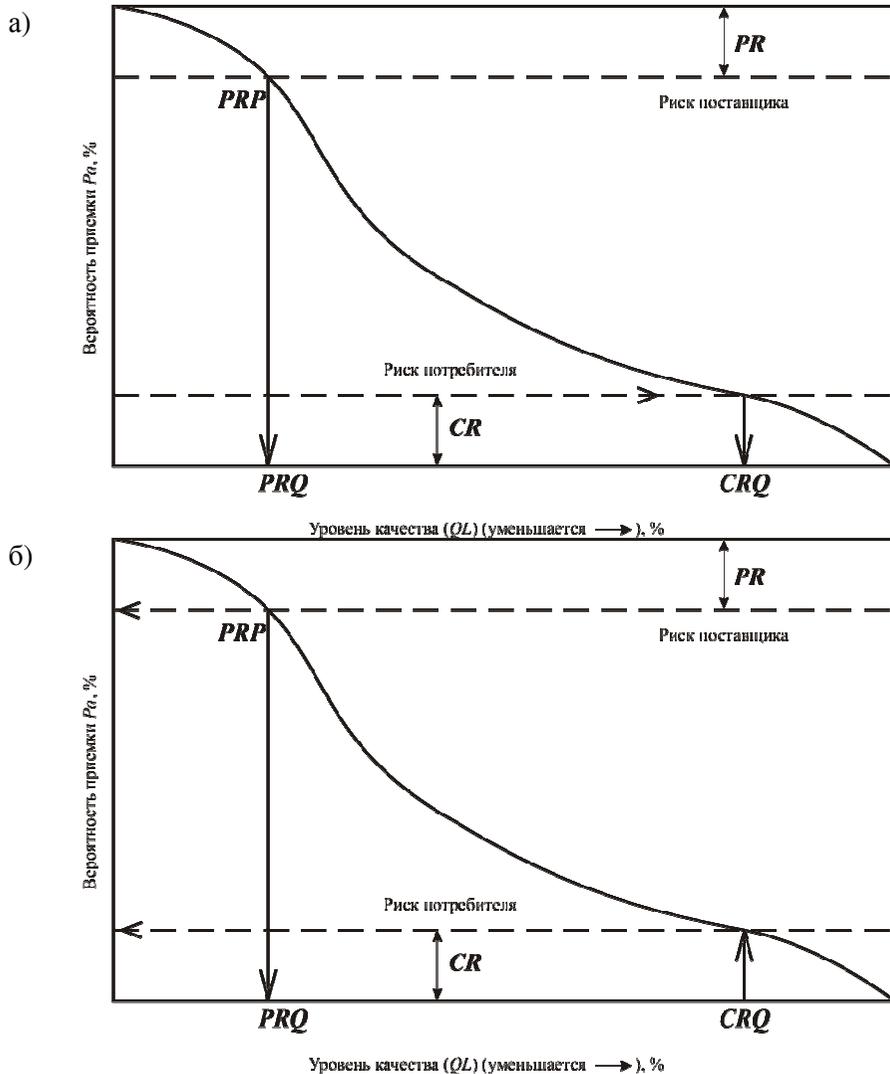
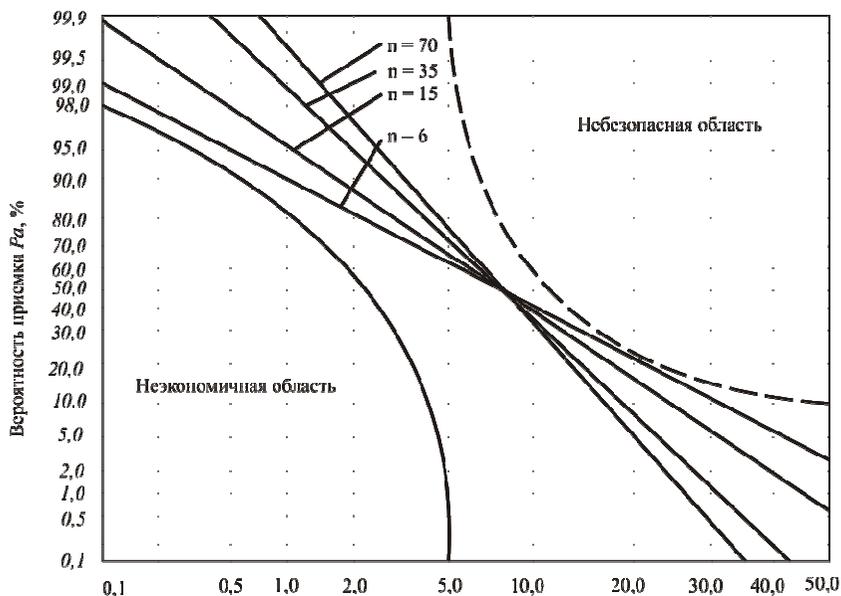


Рис. 2 – Кривые ОС, определенные согласно [12]: а) через риск поставщика (PR) и потребителя (CR), б) через допустимый (приемлемый) уровень качества (AQL) и предельный уровень качества (LQL)



Дефектность θ , %
 (процент результатов испытаний, распадаемых ниже значения характеристической прочности)



Рис. 3 – Влияние количества единичных результатов испытаний n , на положение линейризованных операционных кривых (ОС-кривых) для критериев постоянного производства, принятых в EN-206-1, согласно [30]

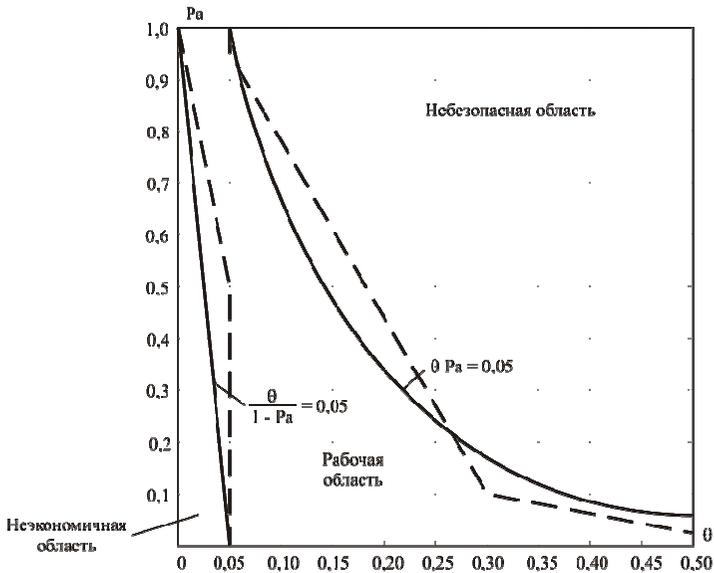


Рис. 4 – Граничные кривые, предложенные L. Таегве (сплошная линия) и Комитетами СЕВ/СІВ/ҒІР/RILEM (штриховая линия), согласно [8, 20]

Другой вид кривых, описывающих границы неэкономичной и небезопасной областей, предложил L.Таегве (рис.3, 4). Для верификации критериев соответствия L.Таегве определил две области, ограниченные линиями, связывающими значения дефектности θ и вероятности приемки P_a [4, 32–34]:

– для небезопасной области: $\theta \times P_a = 0,05$; (3)

– для неэкономичной области: $\frac{\theta}{1 - P_a} = 0,05$. (4)

Граничные кривые, предложенные L.Таегве, относятся к двум дефектностям, которым приписывают исключительно большой вес при проектировании выборочных планов:

– большая вероятность приемки должна соответствовать партиям с дефектностью ниже 0,05 ($\theta < 0,05$), поэтому декларированное значение 0,05 отнесено к риску производителя ($1 - P_a$) в формуле (4) при описании граничной кривой для неэкономичной области;

– большая вероятность отклонения должна соответствовать партиям с дефектностью $\theta > 0,1$. Значение 0,05 в формуле (3) для гра-

ничной кривой небезопасной области относится к значению 0,1, для которой риск потребителя (вероятность приемки P_a партии бетона удовлетворяющей требованиям), а также риск производителя бетона ($1 - P_a$) – вероятность отклонения партии, удовлетворяющей требованиям – являются равным и составляют 0,5. В уравнении появляется значение 0,05, которое определено как произведение вероятности приемки и дефектности (по существу значение $\theta \times P_a = AOQ$): $0,1 \times 0,5 = 0,05$.

Как показано в работе [4], предложенные L.Taerwe изменения при верификации критериев соответствия (непрерывные, гладкие кривые на рис. 4) по отношению к граничным кривым для неэкономичной и небезопасной областей, рекомендованных комитетами СЕВ/СІВ/НІР/НІЕМ (ломаные, прерывистые кривые), являются не столь существенными, однако, в некоторых случаях могут играть важное значение при оценке риска производителя и потребителя товарного бетона (для производимого бетона с дефектностью до 0,05).

Таким образом, среди наиболее важных характеристик при построении графиков функций ОС следует выделить:

- **нейтральную** (или **рабочую**) **область**, содержащую уровни качества между допустимым уровнем качества (AQL) и предельным уровнем качества (LQL);

- **наклон** (*англ.* slope) кривой ОС, определяемый как наклон линии, соединяющий точки, соответствующий риску производителя и риску потребителя на кривой ОС выборочного плана. Чем больше угол наклона (линия более крутая), тем большим дискриминационным потенциалом обладает критерий выборочного контроля. Очевидно, что с увеличением числа единичных результатов n в выборке кривая ОС будет приближаться к ступенчатой кривой (характеристике), имеющей угол наклона 90° и соответствующей идеальному плану контроля качества .

Как было показано ранее, в СТБ ISO 12491:1997 [17] рекомендовано принимать равные значения риска производителя и потребителя на уровне 5% ($PR = CR = 0,05$). Соответствующие этим значениям рекомендуемые уровни качества следующие: для PRQ – от 0,15% до 4% и для CRQ – от 0.65% до 15%.

Как видно из рис. 3, при вероятности приемки $P_a = 50\%$, только при $n = 35$ принятый уровень качества $AQL = 5\%$, или доля дефектов $\theta = 5\%$, не является превышенными.

В общем случае, в соответствии с рекомендациями статистического контроля качества, рациональный план испытаний и критерии соответствия должны удовлетворять как минимум трем основным требованиям:

- вероятность P_a приемки партии бетона, удовлетворяющей требованиям (или $(1 - P_a)$), или риск производителя бетона, связанный с отклонением партии бетона, удовлетворяющей требованиям) должна быть не меньшей, чем предварительно установленная, и должна учитывать компромисс между риском производителя и риском потребителя (риском приемки партии, не удовлетворяющей требованиям);
- при увеличении размера выборки (количества n единичных результатов испытаний) вероятность приемки P_a должны возрастать, а, соответственно, риск производителя – уменьшаться;
- большие значения вероятности приемки P_a должны соответствовать партиям с меньшей изменчивостью прочности, имеющим меньшее стандартное отклонение.

3. КРИТЕРИИ СООТВЕТСТВИЯ по EN 206-1

Как было показано выше, при оценивании прочности бетона на сжатие в СТБ EN 206-1 применяют критерии соответствия, выделяя условно два периода (или вида) производства: начальное и установившееся (постоянное).

Начальный период, начальное производство (англ. **initial period, initial production**). Производство квалифицируется как начальное, если неизвестно (или не существует) начальное стандартное отклонение σ , определенное из выборки единичных результатов, полученных в предшествующий период.

Непрерывное (установившееся) производство (англ. **continuous production**). Производство квалифицируется как постоянное (непрерывное), если известно (существует) начальное стандартное отклонение, определенное из выборки единичных результатов, полученных в предшествующих периодах.

Критерии соответствия согласно СТБ EN 206-1 представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Критерии соответствия прочности бетона при сжатии

Характеристика производства	Количество « <i>n</i> » результатов испытаний прочности	Критерий 1	Критерий 2
		среднее из « <i>n</i> » результатов ($f_{cm,n}$), Н / мм ²	Каждый отдельный (индивидуальный) результат (f_{ci}), Н / мм ²
Начальное	3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Установившееся (постоянное)	15	$\geq f_{ck} + 1,48\sigma$	$\geq f_{ck} - 4$

Примечание. Стандартное отклонение σ определяется по выборке не менее 35 единичных результатов испытаний, полученных за период, составляющий не менее 3 месяцев и не более 12 месяцев, и который предшествует периоду изготовления, в течение которого производят оценку соответствия (оценочный период).

В соответствии с СТБ EN 206-1 начальное производство определяется как «производство, которое охватывает выпуск бетона до момента накопления не менее 35 результатов испытаний прочности» и для которого стандартное неизвестно. В этом случае критерий соответствия 1 базируется на проверке неравенства вида:

$$f_{cm,3} \geq f_{ck} + 4, \quad (5)$$

где $f_{cm,3}$ – среднее значение прочности бетона на сжатие, полученное для группы из трех последовательных (перекрывающихся или неперекрывающихся) единичных результатов испытаний

f_{ck} – характеристическая прочность бетона на сжатие.

Примечание. В оригинальном тексте EN 206-1 не указано конкретно, что следует понимать под f_{ck} в неравенстве (20) и сохраняется ли данная запись при изменении формы контрольного образца. Так, в соответствии с п.4.3.1 EN 206-1 установлено, что «основой классификации может являться характеристическая прочность на сжатие, определенная в возрасте 28 суток на цилиндрах диаметром 150 мм и высотой 300 мм ($f_{ck,cyl}$) или на кубах со стороной 150 мм ($f_{ck,cube}$)».

3.1 Последовательность действий при оценивании соответствия прочности бетона на сжатие согласно EN 206-1

Схема алгоритма оценивания соответствия прочности бетона на сжатие согласно СТБ EN 206-1 на рисунке 5, а комментарии к производимым по алгоритму действиям – в таблице 2.

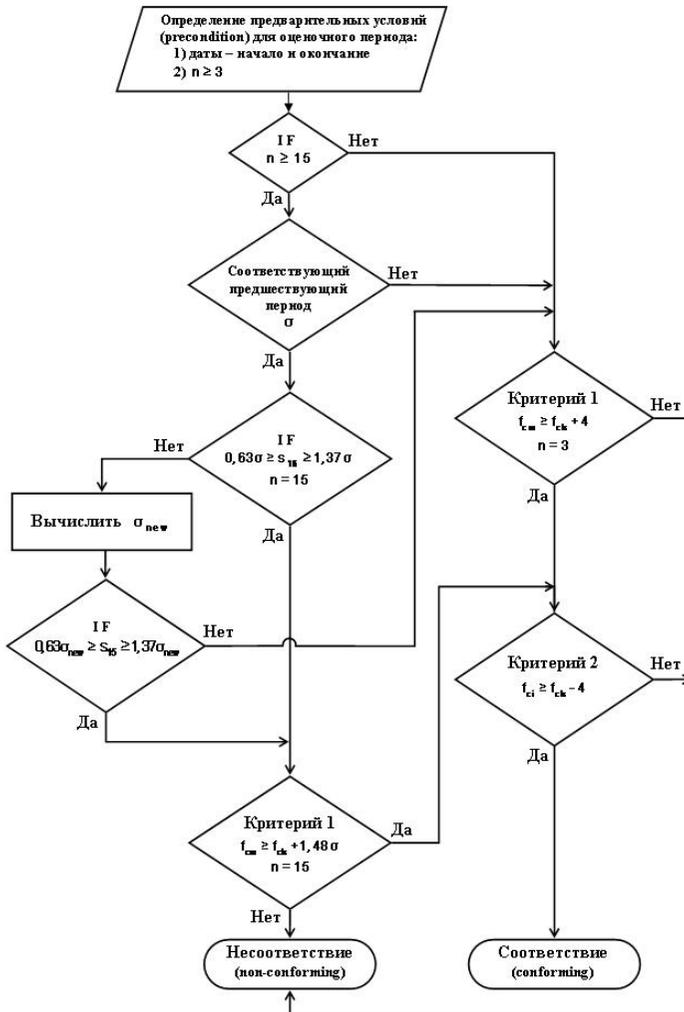


Рис. 5 – Схема алгоритма оценивания соответствия прочности бетона на сжатие согласно СТБ EN 206-1

Таблица 2 – Оценивание соответствия прочности бетона на сжатие по критериям EN 206-1:2000.

Очередность действий	Комментарий к действию
Шаг 0: предварительное условие (preconditions)	Определение (установление) оценочного периода (включает даты начала и конца оценочного периода, количество достоверных единичных результатов $n \geq 3$).
Шаг 1: поиск соответствующего предшествующего (предыдущего) периода (previous period)	<p>Если соответствующий предшествующий период не существует, производство следует квалифицировать как начальное, а оценку соответствия следует выполнять по критерию начального производства (табл.1) (оценивание выполняют по группам результатов с количеством $n = 3$);</p> <p>Если в оценочном периоде получено как минимум 15 единичных результатов и существует соответствующий предшествующий период, производство квалифицируется как потенциально непрерывное (установившееся) и для оценивания соответствия принимают группы из $n = 15$ непрерывающихся результатов;</p>
Шаг 2: проверка стандартного отклонения	<p>Для непрерывного (установившегося) производства стандартное отклонение s_{15}, рассчитанное из группы $n = 15$ последних результатов, полученных за оценочный период, следует сравнить с начальным стандартным отклонением σ, полученным за предшествующий период, проверяя критерий метода 1 по EN 206-1:</p> $0,63\sigma \leq s_{15} \leq 1,37\sigma$ <p>(проверка однородных условий производства);</p> <p>Если условие метода 1 не выполняется, следует:</p> <p>а) принять новый предшествующий период (из последних 35 результатов, полученных в период от 3 до 12 месяцев);</p> <p>б) снова проверить критерий, рассчитав новое стандартное отклонение σ_{new};</p> <p><i>Важное исключение: если новое значение стандартного отклонения σ_{new} из последних результатов и далее отличается от s_{15} сверх установленных пределов, необходимо корректировать технологический процесс после окончания оценочного периода</i></p> <p>Если отсутствует достоверно определенное стандартное отклонение σ, применяемое для оценки соответствия непрерывного (установившегося) производства, могут быть применены критерии для начального производства.</p>

Шаг 3: проверка критерия 1	Как для начального, так и непрерывного производства рассчитывают среднее значение прочности f_{cm} из n результатов, полученных в оценочный период, и проверяют критерии: $f_{cm} \geq f_{ck} + 4$ для начального производства ($n = 3$); $f_{cm} \geq f_{ck} + 1,48\sigma$ для непрерывного производства ($n \geq 15$)
	Если оцениваемая группа результатов не удовлетворяет критерию 1, они квалифицируются как несоответствующие (non-conforming) .
	Если критерий выполняется, группа квалифицируется как соответствующая (conforming) .
Шаг 4: проверка критерия 2	Независимо от этапа (периода) производства, каждый индивидуальный результат f_{ci} сравнивают с критерием: $f_{ci} \geq f_{ck} - 4$
	Если хотя бы один из результатов не удовлетворяет критерию, группа квалифицируется как несоответствующая (nonconforming)
	Если все индивидуальные результаты удовлетворяют критерию, группа результатов квалифицируется как соответствующая (conforming)
Шаг 5: окончательное оценивание (final evaluation)	Произведенный бетон должен удовлетворять критериям 1 и 2, которые проверяют на основе перекрывающихся или неперекрывающихся и последовательных результатов (п. 8.2.1.3).
	Если хотя бы одна группа не удовлетворяет критериям 1 или 2, произведенный бетон за оценочный период квалифицируется как несоответствующий (nonconforming) требованиям спецификации.
	Если для всех групп выполняются оба критерия, бетон, произведенный за оценочный период, квалифицируется как соответствующий (conforming) требованиям спецификации.

3.2. Анализ критерия соответствия EN 206-1:2000, применяемого для оценивания начального производства

Несмотря на то что, критерии соответствия прочности бетона на сжатие, включенные в EN 206-1:2000, базируются на предложениях сформулированных L.Taerwe, ни в его личных публикациях, ни в публикациях членов рабочей группы CEN не удается найти их статистического анализа (в частности, когда речь идет о начальном

производстве и выполняется оценивание групп $n = 3$) с применением операционных кривых (ОС) и граничных кривых, описывающих положение т.н. «неэкономичных» и «небезопасных» областей.

Впервые такая попытка была предпринята в работах Beal A.N. [9], Brown I., Gibb I. [6], I.Skrzypczak [4], E.Szczygielska [25]. Так, по результатам анализа критерия соответствия для начального производства Beal A.N. [9] писал: *«правила контроля, приведенные в современных BS-EN 206-1 являются непрактичными, нелогичными и дают непредсказуемый результат (... are impractical, illogical, give unpredictable result and put to much concrete at risk on single decision)»*.

Ссылаясь на то, что получить аналитические решения для кривых ОС при применении двойных (составных) критериев соответствия крайне сложно [4], в приведенных работах был применен метод симуляции (например, генерировали 118 518 групп $n = 3$ случайных чисел в соответствии с нормальным распределением при различной доле дефектов).

Учитывая неопределенности, имеющие место при генерировании случайных выборок, в собственных исследованиях нами были получены аналитические решения для описания кривых ОС в случае равномерного и нормального распределений для двойного критерия соответствия, применяемого при контроле прочности бетона на сжатие для условий начального производства.

3.2.1 Расчетные фильтрационные кривые и их анализ

Операционные кривые, полученные для условий начального производства по EN 206-1:2000 при оценивании групп из $n = 3$ результатов со стандартным отклонением в диапазоне $\sigma = 1,5 \dots 5$ МПа, показаны на рисунке 6.

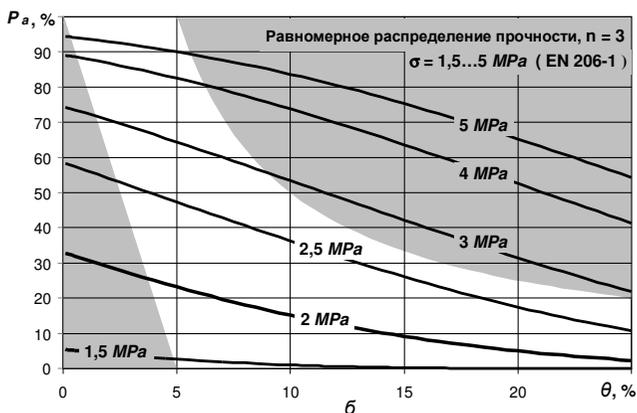
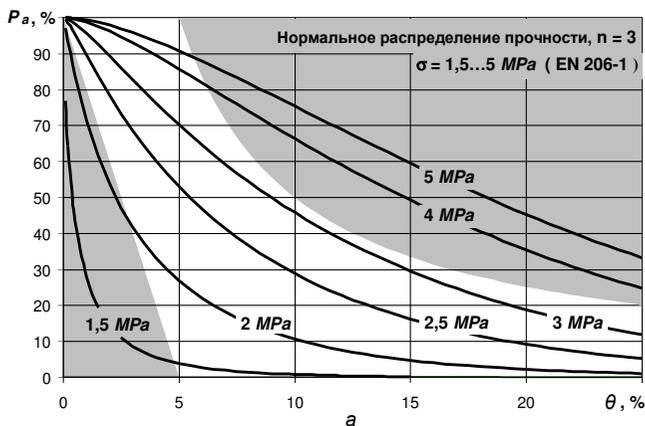


Рис.6 – Фильтрационные кривые (ОС) критерия EN 206-1:2000 для условий начального производства при различных вероятностных законах распределения (а, б) и изменении стандартного отклонения σ параметра прочности[36]

При рассмотрении графиков операционных кривых (ОС), представленных на рис. 6, обращает на себя внимание следующий эффект: при применении критерия для $n = 3$ по EN 206-1:2000 форма кривых существенно зависит как от величины стандартного отклонения σ , так и от принятой функции распределения плотности вероятности $f(x)$. При этом вероятность приемки увеличивается с ростом стандартного отклонения. Этот эффект отмечен также в работах [4, 6, 25]. Так, Brown B.V. и Gibb J. [6] анализировали риск

несоответствия критериям EN 206-1 для начального производства. В таблице 3 приведены значения вероятности несоответствия, полученные при анализе непрерывающихся единичных результатов испытаний.

Данные, приведенные в таблице 3, показывают, что даже при довольно большом проектном запасе ($M = 2,33\sigma$), применяемом для определения требуемой средней прочности при проектировании состава бетона, существует ощутимый риск несоответствия, если предприятие работает с малым стандартным отклонением (по общим требованиям, согласно [30], значение стандартного отклонения не может быть принято меньшим, чем $\sigma = 3$ МПа).

Таблица 3 – Вероятности несоответствия (%) критериям EN 206-1 для начального производства согласно [6]

Расчетный запас	Нормальное распределение прочности			Треугольное распределение прочности		
	стандартное отклонение σ , МПа			стандартное отклонение σ , МПа		
	3,0	4,0	5,0	3,0	4,0	5,0
1,64 σ	28,41	11,11	6,25	33,34	16,17	10,11
2,00 σ	10,45	3,81	1,62	20,71	8,74	3,99
2,33 σ	4,08	1,01	0,25	10,80	3,01	1,11

Аналогичные результаты были получены при анализе критериев соответствия EN 206-1 для начального производства в работах I.Skrzypczak [4] и E.Szczygielska [25].

Анализ фильтрационных кривых, приведенных на рис. 6, показывает, что при использовании закона нормального распределения только кривые ОС, полученные для стандартных отклонений 2,5 и 3,0 МПа, удовлетворяют требованиям построения рациональных выборочных планов испытаний и размещаются в рабочей области, заключенной между линиями, ограничивающими небезопасную и неэкономичную области. При стандартном отклонении 2,0 МПа кривая ОС входит в неэкономичную область, пересекая ее границу

в точке, соответствующей вероятности приемки $P_a = 48\%$ при дефектности $\theta = 2,6\%$.

Таким образом, партия бетона, содержащая долю дефектов большую, чем 3% , при довольно низком значении стандартного отклонения $2,0$ МПа будет отбракована с вероятностью большей, чем 52% , а следовательно экономические затраты переключаются на производителя бетона. Так, для обеспечения вероятности приемки на уровне $P_a = 50\%$, при стандартном отклонении $2,0$ МПа, производитель должен определять требуемую среднюю прочность бетона опираясь на обеспеченность $\sim 1\%$ квантили нормального распределения. Следует также обратить внимание на факт снижения риска дисквалификации партии бетона при возрастании величины стандартного отклонения, несмотря на то, что по логике такой результат является неэкономичным и нерациональным. С одной стороны, производитель не заинтересован улучшать технологию путем повышения однородности свойства прочности бетона, а с другой – увеличивается риск потребителя, связанный с применением на строительном объекте бетона с пониженным качеством.

Для случая, когда доля дефектов превышает 5% , операционные кривые критерия, построенные для стандартных отклонений свыше 3 МПа, попадают в небезопасную область. Так, по результатам проверки качества партий бетона с долей дефектов 10% и стандартным отклонением $6,0$ МПа, вероятность приемки $P_a = 84\%$ (соответственно, вероятность отбраковки составляет 16%). Применение материала с таким качеством может создавать угрозу безопасности возведенного объекта. Следует отметить, что результаты исследований, опубликованные в работах Rackwitz R [21], указывают на стабилизацию стандартного отклонения прочности бетона на сжатие на уровне близком к 5 МПа. Это же значение стандартного отклонения учитывали при разработке EN 1992-1-1 (значение средней прочности бетона на сжатие f_{cm} для гипотетически бесконечной выборки единичных результатов, принимаемое при выполнении конструкционных расчетов, определено из условия: $f_{cm} = f_{ck} + 8$).

Обращает на себя внимание, что в случае использования равномерного распределения параметра прочности (условия очень малой изменчивости) предложенный в EN 206-1:2000 двойной критерий

полностью не удовлетворяет требованиям к конструированию рациональных критериев. При довольно низких значениях вероятностей приемки кривые ОС (см. рис. 6) располагаются как в неэкономичной, так и в небезопасной областях.

Очевидно, имеет смысл высказать некоторые соображения относительно условия критерия $f_{ci} \geq f_{ck} - 4$ (в общем виде: $f_{ci} \geq f_{ck} - k_2$). Следует отметить, что некоторые специалисты в данной области, например [5], придерживаются мнения, что данное условие должно иметь вид $f_{ci} \geq f_{ck}$, т.е. $k_2 = 0$ (это далее будет показано в ГОСТ 18105:2010). Несложно заметить, что такое условие вносит дополнительное ограничение, входя в противоречие с определением характеристической прочности, как квантили порядка $p = 5\%$, особенно при больших выборках (так, очевидно, что при $n \geq 20$ весьма вероятно расположение ниже квантили хотя бы одного результата f_{ci}). Речь может идти лишь об абсолютном значении коэффициента $k_2 > 0$. Так, стандарты различных стран содержат свои значения коэффициента k_2 [36]

Анализируя двойной критерий EN 206-1:2000 для условий как начального, так и установившегося производства, можно констатировать следующее. Основной дискриминационной силой в рабочей зоне, как в случае групп $n = 3$, так и групп $n = 15$, обладают первые условия в двойном критерии, относящиеся к оцениванию средних значений прочности.

Второе условие вида $f_{ci} \geq f_{ck} - k_2$ играет роль ограничителя (страховки) в случаях, когда дефектность партий произведенного бетона велика (15% и более), а стандартное отклонение превышает 4 МПа.

Таким образом, из анализа полученных операционных кривых ОС и их сравнения с результатами других авторов [4, 6, 25] можно сделать следующие выводы:

- 1) Внесенный в EN 206-1:2000 двойной критерий соответствия для условий начального производства, применяемый для оценивания групп $n = 3$, существенно зависит от величины стандартного отклонения и закона распределения случайного параметра прочности бетона на сжатие. При этом результаты оценивания соответ-

ствия неблагоприятны как для производителя, так и для потребителя. С одной стороны, применение критерия не инициирует действий производителя, направленных на совершенствование технологии с целью улучшения показателей однородности прочности бетона на сжатие (в частности, снижения стандартного отклонения), т.к. это снижает вероятность приемки продукции. По-существу, для выполнения критерия производитель должен назначить требуемую (среднюю) прочность, опираясь все равно на высокие значения стандартных отклонений, или использовать более низкие квантили, чем это определено для нормируемой характеристической прочности. С другой стороны, при значениях стандартного отклонения более 3 МПа увеличиваются риски потребителя, связанные с применением бетона пониженного качества.

2) При оценивании соответствия по двойному критерию EN 206-1:2000 при $n = 3$ следовало бы указывать условия его применения и ограничивать максимальное значение стандартного отклонения параметра прочности поставляемого бетона.

3) Двойной критерий соответствия EN 206-1:2000, применяемый для условий начального производства (оценивание групп $n = 3$) сконструирован нерационально, и, в зависимости от величины стандартного отклонения параметра прочности, может давать неэкономичные либо небезопасные результаты.

4. ПРАВИЛА И КРИТЕРИИ ОЦЕНИВАНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА СЖАТИЕ СОГЛАСНО ГОСТ 18105-2010 (EN206-1:2000; NEQ)

4.1. Общая характеристика правил контроля по стандарту

Введенный на территории Республики Беларусь ГОСТ 18105-2010 (EN206-1:2000; NEQ) имеет ряд принципиальных отличий как от действовавшего ранее ГОСТ 18105-86, так и собственно от СТБ-EN 206-1. Вместе с тем, в п. 4 «Сведения о стандарте» декларировано, что *«в настоящем стандарте учтены основные нормативные положения европейского стандарта EN206-1:2000 в части контроля и оценки прочности бетона»*. Следует сразу же оговориться, что подобная декларация, по меньшей мере, сомнительна. Не улучшает ситуацию и подчеркнутая в стандарте степень соответствия – неэквивалентная (NEQ).

Во-первых, как уже было показано ранее, стандарт EN 206-1:2000 [19] относится к оцениванию соответствия произведенных партий бетона, т.е. предполагает статистическое оценивание качества бетона, подготовленного и поставляемого потребителю за некоторый отчетный период (ранее это было обозначено специальной процедурой контроля качества “**of-line**”). Декларирование качества, как этого требует Технический регламент, является компетенцией производителя бетона.

Во-вторых, при выполнении статистического контроля качества бетона по выборочным планам ведущую роль играют как собственно схема проведения контроля (включая назначение количества единичных результатов), так и принятые критерии оценивания соответствия. Если в отличие от ранее действовавшего ранее ГОСТ 18105-86, внесенные в новый стандарт схемы контроля хотя бы отдаленно напоминают подходы EN 206-1, то принятые критерии оценивания не имеют с ним, на первый взгляд, ничего общего. Насколько применимы эти критерии в практической деятельности производителя бетона – это отдельный вопрос. Несоответствие требований двух анализируемых стандартов замечается также и в достаточно важном элементе контроля по выборочным планам – процедуре отбора проб бетона. Не входя в подробный анализ, можно отметить, что частота отбора проб должна определяться не продолжительностью временного интервала, а все-таки объемами произведенного бетона в оценочный период, как это было показано для EN 206-1. В соответствии же с ГОСТ 18105-2010 приемке подлежат партии бетонной смеси, продолжительность изготовления которых должна составлять не менее одной смены и не более одного месяца.

В состав партии готовой бетонной смеси (БСГ по ГОСТ 18105-2010) включают бетонные смеси одного номинального состава, приготовленные по одной технологии. По-существу, эти требования могут быть отнесены к определению или нормированию оценочного периода (*англ.* assessment period, в соответствии с EN 206-1), для которого сохраняются условия однородного производства. Вместе с тем, в п. 6.1 ГОСТ 18105-2010 указано, что продолжительность **анализируемого** периода для определения характеристик однородности бетона по прочности по схемам А и Б устанавливаются от одной недели до трех месяцев. При этом число единичных значений

прочности бетона в течение этого периода принимают в зависимости от выбранной схемы контроля.

В соответствии с п. 4.3 ГОСТ 18105-2010 [2] контроль прочности бетона применительно к бетонным смесям, готовым к применению (БСГ), следует производить по одной из следующих схем:

схема А – определение характеристик однородности бетона по прочности, когда используют не менее 30 единичных результатов определения прочности, полученных при контроле прочности бетона **предыдущих** партий;

схема Б – определение характеристик однородности бетона по прочности, когда используют не менее 15 единичных результатов определения прочности бетона в **контролируемой партии** и **предыдущих** проконтролированных партиях в **анализируемом периоде**;

схема Г – без определения характеристик однородности бетона по прочности, когда при изготовлении отдельных партий, конструкций или в **начальный** период производства невозможно получить число единичных результатов определения прочности бетона, предусмотренное схемами А и Б.

Партия бетонной смеси подлежит приемке по прочности бетона, если фактическая прочность R_m (определяется как среднее значение прочности из серии единичных результатов испытаний отобранных проб) не ниже требуемой прочности R_T , а минимальное единичное значение R_i^{\min} – не ниже величины $(R_T - 4)$ и превышает нормируемый класс бетона по прочности (величину B , которая аналогична характеристической прочности f_{ck} по EN 206-1).

4.2. Критерии оценивания прочности бетона на сжатие

В соответствии со сформулированным правилом оценивания критерий имеет следующий вид:

$$\begin{cases} R_m \geq R_T, \\ B < R_i^{\min} \geq R_T - 4. \end{cases} \quad (6)$$

Требуемое значение прочности в общем случае следует определять по формуле:

$$R_T = k_T \cdot B_{\text{норм}}, \quad (7)$$

где k_T – коэффициент требуемой прочности, определяемый:

- при контроле по схеме А – по таблице [2, табл. 2];
- при контроле по схеме Б – рассчитывается по формуле (54);
- при контроле по схеме Г – по таблице [2, табл. 4];

Заметим, что таблица [2, табл. 2], содержащая значения коэффициентов требуемой прочности k_T , применяемых при контроле по схеме А, без изменений перенесена в новую редакцию стандарта из действовавшего ранее ГОСТ 18105-86. Достаточно подробные комментарии к ней были даны в ряде публикаций (например, [1]). Вместе с тем, без анализа принятого метода оценивания, следует остановиться только на одном, незаметном на первый взгляд, утверждении, принятом при установлении значений коэффициентов k_T , внесенных в аналогичную таблицу ГОСТ 18105-86.

Так, согласно [1], как в случае известной (А), так и неизвестной (Б) вариации прочности, коэффициент k_T вычисляют, принимая в полученной авторами расчетной зависимости процентную точку нормального распределения, зависящую от обеспеченности нормативных значений, равной $u_1 = 2,0$ (обозначение по источнику [1], *прим. авт.*). Таким образом, характеристическое значение прочности бетона (или нормативное сопротивление по ГОСТ 18105 и СНиП 2.03.01-84*) при выполнении контроля определяется не как декларируемая в нормах проектирования и стандартах квантиль порядка $p = 5\%$, а как квантиль порядка $p = 2,3\%$ (!). Подтверждение этому мы находим и у одного из разработчиков ГОСТ 18105, который пишет: «... *Чтобы устранить этот недостаток (недостаточную надежность железобетонных конструкций, разрушающихся по бетону, прим. авт.), был скорректирован ГОСТ 18105 так, чтобы обеспеченность расчетного сопротивления бетона была не ниже 0,9986. Мы составили таблицы для приемочного контроля, которые остаются в ГОСТ и по сегодняшний день, и которыми в течение почти 30 лет пользуются все производители бетона в стране*».

Представленный комментарий делает совершенно бесполезными ведущиеся на протяжении ряда лет дискуссии о «необоснованно

завышенном уровне надежности» железобетонных конструкций, разрушающихся по бетону, возникшие после введения в национальные нормативные документы (например, СНБ 5.03.01 [27]) частного коэффициента по бетону $\gamma_c = 1,5$ – взамен $\gamma_c = 1,3$ по действовавшему ранее СНиП 2.03.01-84* и введенных позднее СНиП и сводах правил. По-существу, оказывается, что как в первом, так и во втором случае имеет место практически равная обеспеченность расчетных значений прочности бетона ($\sim 0,999$), применяемых при проверках предельных состояний несущей способности, несмотря на различные значения самой этой характеристики, применяемой в расчетных моделях сопротивлений. Таким образом, при применении табличного [2, табл. 2] коэффициента k_T фактически производится оценивание квантили порядка $p = 2,3 \%$, а не $p = 5 \%$, как это установлено требованиями действующих отечественных и международных стандартов на материалы.

При выполнении контроля прочности бетона по схеме Б коэффициент требуемой прочности рассчитывают по формуле:

$$k_T = \frac{1}{1 - t_\alpha \cdot \gamma_c}, \quad (8)$$

где t_α – табличный коэффициент, принимаемый по [2, табл. 3] в зависимости от количества n единичных результатов, участвующих в оценивании. В частности, для групп $n = 15$ значение коэффициента из этой таблицы: $t_\alpha = 1,76$.

При контроле ограниченных выборок по схеме Г значение коэффициента требуемой прочности зависит от типа бетона, и для тяжелого бетона составляет $k_T = 1,28$.

Для удобства дальнейшего сравнения и анализа представим критерии для схем контроля Б и Г в обозначениях согласно ISO 3898 (как это принято в национальной практике) и для групп $n = 15$ (начальное производство) и $n = 15$ (установившееся производство), как это принято в EN 206-1. С учетом внесенных изменений и несложных преобразований критерии ГОСТ 18105-2010 представлены в таблице 5

Таблица 5 – Критерии для оценивания прочности бетона на сжатие по схемам Б и Г ГОСТ 18105-2010

Количество единичных результатов, n	Критерий
3 (начальное производство)	$\begin{cases} f_{cm,3} \geq 1,28 f_{ck} \\ f_{ck} < f_{ci,min} \geq 1,28 f_{ck} - 4 \end{cases}$
15 (установившееся производство, $t_a = 1,76$)	$\begin{cases} f_{cm,15} \geq f_{ck} + 1,76 s \\ f_{ck} < f_{ci,min} \geq f_{ck} + 1,76 s - 4 \end{cases}$

Примечание. Условные обозначения характеристик (Н/мм²) приняты по ISO 3898: f_{ck} – характеристическая прочность бетона, соответствующая его классу ($f_{c,cube}^G$ при контроле по кубам); $f_{cm,n}$ – средняя прочность из n единичных результатов; $f_{ci,min}$ – минимальный результат испытаний прочности в группе; s – эстиматор (выборочная оценка) стандартного отклонения прочности.

5.3.2. Операционные (фильтрационные) кривые и их анализ

На рисунках 7, 8 показаны операционные кривые (ОС), полученные расчетным путем для критерия по ГОСТ 18105-2010 [2] в предположении, соответственно, двух различных вероятностных законов распределения параметра прочности бетона класса С 16/20. Расчет выполнен для стандартного отклонения в диапазоне 2...7 МПа при количестве единичных испытаний в группе (n) из ряда: 3, 7, 10.

Как видно из приведенных на рис. 7, 8 графиков, анализируемый критерий ГОСТ 18105-2010 является зависимым от величины стандартного отклонения подобно тому, как это имеет место для двойного критерия EN206-1 при $n = 3$ (условия начального производства). При этом, для нормального распределения (рис. 7) в рабочей области располагаются кривые, соответствующие стандартному отклонению от 4,0 до 7,0 МПа.

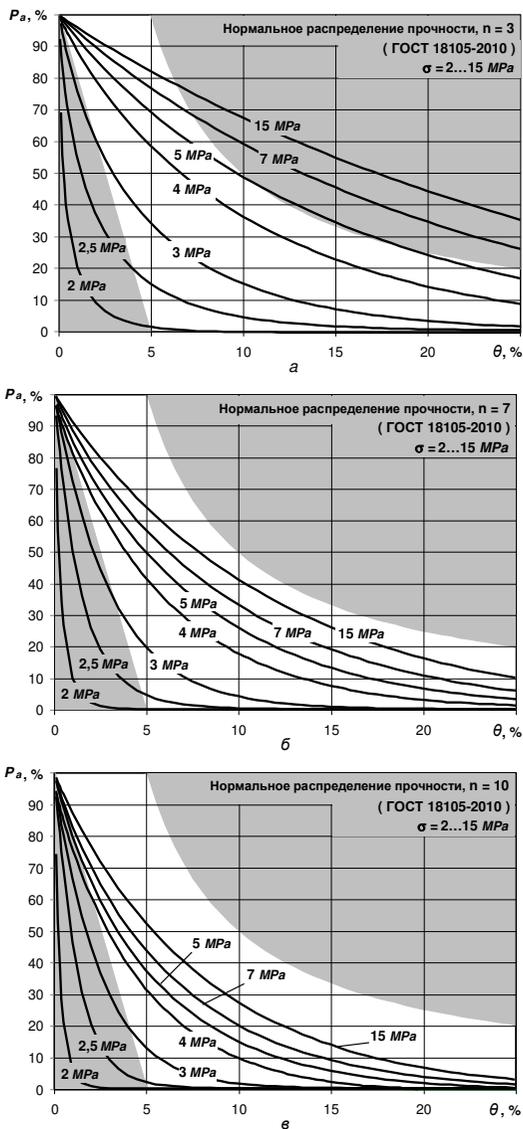


Рис. 7 – Фильтрационные кривые (ОС) критерия ГОСТ 18105-2010 для условий начального производства при изменении стандартного отклонения σ нормально распределенного параметра прочности для различного количества n единичных испытаний в группе (а, б, в)[36]

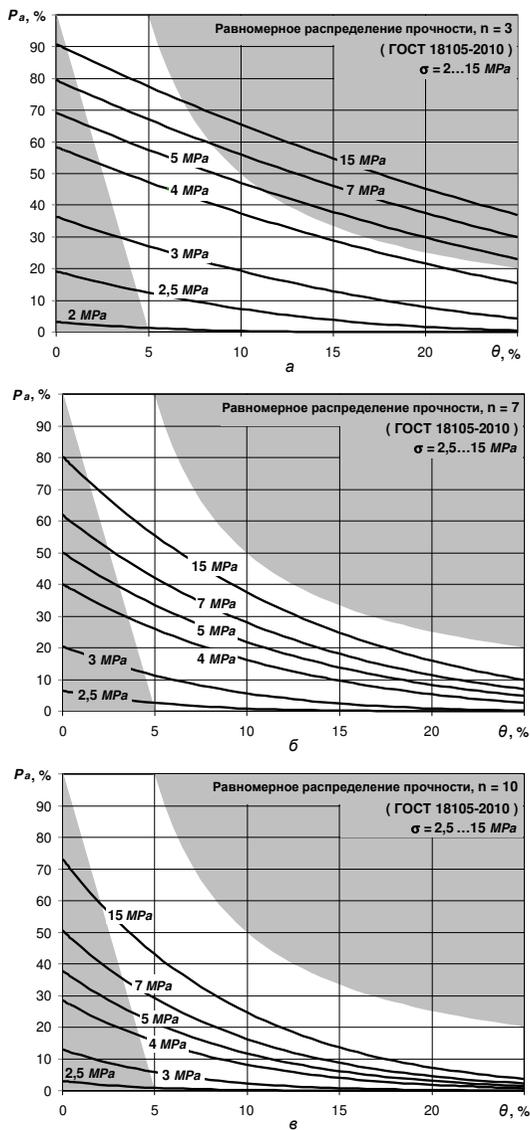


Рис. 8 – Фильтрационные кривые (OC) критерия ГОСТ 18105-2010 для условий начального производства при изменении стандартного отклонения σ равномерно распределенного параметра прочности для различного количества n единичных испытаний в группе (а, б, в)[36]

Таким образом, по сравнению с критерием EN206-1, двойной критерий, включенный в новую редакцию ГОСТ 18105-2010, обладает большей дискриминационной способностью. Так, даже при довольно высоких значениях стандартного отклонения (7 МПа), кривая ОС не пересекает небезопасную область.

Критериальная кривая при стандартном отклонении 3 МПа пересекает границу неэкономичной области в точке, соответствующей вероятности приемки $P_a = 38\%$ и доле w дефектов, близкой к 3%. Обращает на себя внимание тот факт, что подобные эффекты наблюдаются и для операционной кривой по EN 206-1, но при стандартном отклонении 2 МПа. При стандартном отклонении 7 МПа и дефектности $\theta = 5\%$ вероятность приемки составляет немногим более 70%. Однако, если дефектность бетона в произведенной партии бетона составит $\theta = 10\%$, риск потребителя достигнет 50%, что создает опасность применения бетонов с пониженным качеством.

Таким образом, как и в случае двойного критерия EN 206-1, при малых значениях стандартных отклонений для реального производства (например, 3 МПа) расчет требуемой средней прочности при проектировании состава бетона следует производить для более низких квантилей, чем уровень $p = 0,05$, установленный стандартом.

При этом, как и в случае с евростандартом, следует оговаривать диапазон стандартных отклонений, для которых может быть применен данный критерий.

Проблема дополнительно усугубляется еще и тем, что критерий в представленном виде как для схемы Г существенно реагирует на величину нормируемой характеристики прочности. Поскольку параметр требуемой прочности пропорционален характеристической прочности ($R_T = k_T f_{ck}$), с увеличением последней дискриминационная способность критерия будет также возрастать, перемещая кривые (ОС) для бетонов высоких классов (более $C^{30/37}$) к неэкономичной области (влево) при любых, в т.ч. и достаточно больших, значениях стандартных отклонений. Подобный эффект наблюдается и при увеличении числа единичных результатов в группе (см. рис. 8). В связи с этим можно было бы рекомендовать: при количестве единичных результатов в группе $n > 3$ выполнять анализ, опираясь на группы $n = 3$ перекрывающихся или неперекрывающихся результатов, как это установлено в EN 206-1:2000.

В целом можно сделать вывод о том, что предложенный в новой редакции ГОСТ 18105 двойной (тройной?) критерий является нерациональным и сконструирован с существенными недостатками.

Еще менее благоприятный результат имеет место при использовании двойного (тройного?) критерия ГОСТ 18105-2010 при выполнении контроля прочности бетона по схеме (Б). Соответствующие операционные кривые, полученные расчетным путем в предположении, соответственно, двух различных вероятностных законов распределения параметра прочности бетона класса $C^{20}/_{25}$, для стандартного отклонения в диапазоне 1,5...7 МПа при количестве единичных испытаний в группе $n = 15$, приведены на рисунке 9.

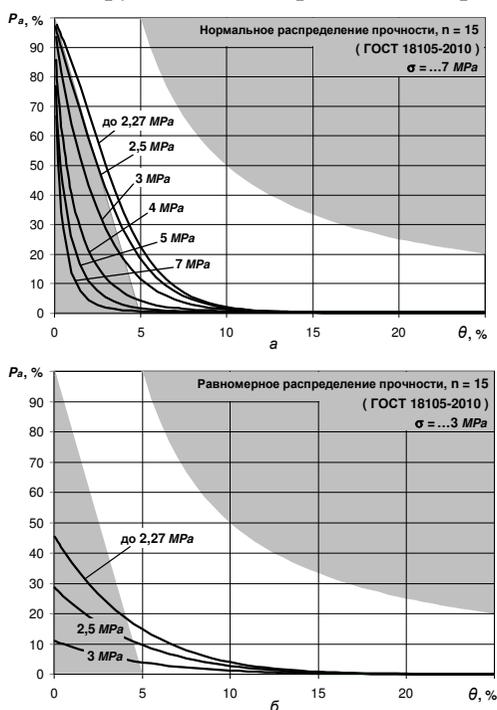


Рис. 9 – Фильтрационные кривые (ОС) критерия ГОСТ 18105-2010 для условий установившегося производства ($n = 15$) и различных стандартных отклонений σ нормально (а) и равномерно (б) распределенного параметра прочности [36]

Как видно из графиков, при нормальном распределении параметра прочности ни одна из кривых ОС (за исключением стандарт-

ных отклонений менее 2,27 МПа) не располагается в рабочей области, а целиком попадет в неэкономичную область. Кривые ОС для случая равномерного распределения только при весьма малых стандартных отклонениях попадают в рабочую область, но с крайне низкими (до 20%) вероятностями приемки.

В соответствии с требованиями к конструированию критериев, предложенный в ГОСТ 18105-2010 двойной критерий не может быть рекомендован к применению в связи с тем, что он имеет целый ряд недостатков. Основным из них, однако, является то, что применение данного критерия ведет к необоснованно высоким экономическим затратам, которые ложатся на производителя при практически нулевых рисках потребителя.

Обращает на себя внимание также и следующий эффект: фильтрационные кривые не только существенно зависят от стандартного отклонения и вида закона распределения параметра прочности, но их дискриминационная способность дополнительно возрастает при увеличении характеристической прочности бетона.

Указанные негативные эффекты объясняются, главным образом, внесением в критерий ГОСТ 18105-2010, наряду с условием $f_{ci, \min} > f_{ck}$, дополнительных ограничений вида $f_{ci, \min} \geq 1,28 f_{ck} - 4$ и $f_{ci, \min} \geq f_{ck} + 1,76s - 4$, которые, с ростом параметров f_{ck} или s (точнее, если $0,28 f_{ck}$ или $1,76s$ превысят величину 4 МПа), закономерно ужесточают требования к каждому единичному результату испытаний прочности (*попытки авторов найти логичное обоснование внесенным ограничениям, к сожалению, успехом не увенчались*).

Следовательно, при выполнении контроля прочности бетона с использованием данного критерия, в особенности по схеме (Б), должны производиться сверхнадежные, но совершенно неэкономичные конструкции из бетона. Несложно заметить, что для обеспечения приемлемой вероятности приемки (например, $P_a = 75\%$) следует проектировать состав бетона по требуемой средней прочности, которая вытекает из обеспеченности квантилей порядка 0,01...0,02. Другими словами, для того, чтобы декларировать соответствие бетона по прочности на сжатие, например, класса $C^{20}/_{25}$ (B25) следует фактически производить бетон более высокого класса. Это, с определенным допущением, может быть оправдано толь-

ко для начального периода производства, но при оценивании групп $n = 15$ такой подход является недопустимым.

Таким образом, критерии ГОСТ 18105-2010 являются нерациональными и ведут к значительным экономическим затратам производителя при очень низком, близком к нулевому, риску потребителя.

Заключение

По результатам анализа, выполненного в рамках исследования критериев EN 206-1 и ГОСТ 18105-2010, могут быть сделаны следующие выводы:

Критерий соответствия EN 206-1:2000 для условий начального производства (при оценивании групп $n = 3$) является нерациональным, нелогичным и ведет к неоправданным экономическим затратам, ложащимся на производителя. При этом остается достаточно высокой вероятность приемки партий бетона со сниженным качеством. Вместе с тем, для условий установившегося (непрерывного) производства (при оценивании групп $n = 15$) предложенный критерий выглядит вполне приемлемым.

Критерий нового ГОСТ 18105-2010 (EN 206-1:2000, NEQ) является зависимым не только от величины стандартного отклонения измеряемого параметра, типа функции распределения, количества результатов, но и, что недопустимо, от характеристической прочности бетона на сжатие. Пользуясь этим критерием, который не очень удачно модифицирован по отношению к ГОСТ 18105-86, при довольно низких (менее 5%) рисках потребителя, требуемую вероятность приемки можно обеспечить только в неэкономичной области, что может приводить к существенным экономическим затратам для производителя.

Предложенные критерии лишь ограниченно могут быть использованы в практической деятельности, они требуют пересмотра с применением новых подходов, базирующихся, например, на элементах теории нечетких множеств и порядковых статистиках [4, 25].

ЛИТЕРАТУРА

1. Бруссер М.И., Дорф В.А., Малиновский А.Г. и др. Новая система стандартов на правила контроля прочности бетонов// Бетон и железобетон, № 4, 1984.– с. 32–33.
2. ГОСТ 18105–2010. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности (EN 206–1:2000; NEQ).– Госстандарт РБ, 2010.– 11 с.
3. Тур В.В., Дереченник С.С., Дереченник А.С. О применении критериев соответствия прочности бетона согласно СТБ EN 206–1: 2000// Проблемы современного бетона и железобетона. Сб. научн. трудов БелНИИС, 2012.– с. 152–177.
4. Skrzypczak I. Analiza kryteriów oceny jakości betonu oraz ich wpływu na ryzyko producenta i odbiorcy.– Oficyna Wydawnicza Politechniki Przeszowskiej.–Przeshow, 2013.– 165 p.
5. Brunarski L. Podstawy matematyczne kształtowania kryteriów zgodności wytrzymałości materiałów.– ITB, Warszawa, 2009.
6. Brown B.V., Gibb I. Appraisal of the EN 206-strength conformity proposals for initial and acceptance testing.– CEN TC/104/SC1/TG3.– 1994.
7. Gibb I., Hariison T. Use of control charts in the production of concrete.– ERMCO, October, 2010.
8. Taerwe L. Evaluation of compound compliance criteria for concrete strength.– RILEM, Materials and Structures, vol. 20, 1978.– pp. 13–20.
9. Beal A.N. Concrete strength testing – are the code writers getting it right?– The Structural Engineer, N 87(10), 2009.– p. 73.
10. Caspeele R., Sykora M., Taerwe L. Influence of equality control of concrete on structural reliability: assessment using a Bayesian approach. Materials and Structures: RILEM 2013.– p. 1–12.
11. Brunarski L. Kriateria zgodności wytrzymałości charakterystycznej materiałów budowlanych w narmach PN–WN–ISO// Prace instytutu techniki budowlanej – kwartalnik, N 4)124=, 2002.– p. 15–41.
12. Holicki M., Vorliček M. Fractile estimation and sampling inspection in building.– Acta Politechnika, CVUT, Praha, vol. 32, nr. 1, 1992.– 87–96.

13. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990&2004, Еврокод.– Введ. 01.01.2012.– Минск, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012 – 140 с.

14. ACI 214R–02: Evaluation of strength test results of concrete.– Reported by ACI Committee 214 ACI 214R–1.

15. CEB–FIP: Model Code 1978 CEN Bulletin d'information CEB N 124–125(E), 1978.

16. ISO 2394:1998: General principles on reliability for structures (СТБ ISO 2394:1998 Общие принципы обеспечения надежности конструкций: IDT).

17. ISO 12491: Statistical methods for quality control of building materials and components (СТБ ISO 1249:1997 Статистические методы контроля качества строительных материалов и изделий).

18. ISO 3893:1997 Concrete – Classification by compressive strength.

19. EN 206–1:2000. Concrete – performance, production and conformity.– CEN, 2000 (СТБ EN 206–1:2000. Бетон. Часть 1: Требования, свойства, производства и соответствие; IDT).

20. CEB/CIB/FIP/RILEM: Recommended principles for the control of quality and the judgement of acceptability of concrete. Materials and structures, vol. 8, N 47, 1975.– p. 387–403.

21. Rackwitz R. Predictive distribution of strength under control. Materials and Structures, N 16(94), 1983.– p.p. 259–287.

22. JCSS. Probabilistic Model Code. Part 3. Resistance models, 10, October, 2000.

23. Gulvanessian H., Calgaro J.-A., Holicki M. Designer's Guide to EN 1990/ Tomas Telford Publishing, London E14SD, 2002.– 182 p.

24. Crompton S., Conformity to EN 206–1. Annual Convention Symposium: papers presented 2001, The Institute of Concrete Technology, Yearbook 2001–2002.– p. 35–53.

25. Szczygielska E., Tur V. Kryterium zgodności wytrzymałości betonu na ściskanie/ Budownictwo i Architectura, vol. 12(3), 2013.– s. 223–230.

26. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность: Технологический регламент Республики Беларусь, ТР 2009/013/ВУ.

27. Бетонные и железобетонные конструкции/ Министерство архитектуры и строительства РБ: СНБ 5.03.01–02.– Введ. 1.07.03.– Минск, РУП "Минсктиппроект", 2003.– 140 с.

28. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992–1–1: 2009 Еврокод 2.– Введ. 01.01.10.– Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010.– 207 с.

29. ISO 3534–2:2002. Statistics. Terminology and symbols. Part 1: General terms in assessment of the probability and statistics.

30. Harrison T.A., Cropton S., Eastwood, ect. Guidance on the application of the EN 206–1 conformity rules. Quarry Products Association, April, 2001 – 89 p.

31. British Standard Institution. Concrete – complementary British Standard to BS EN 206–1:2000. Part 2. BS 8500–2, March 2001, p.p. 35.

32. Blaty H. (1973) Sampling inspection plan and operating characteristics for concrete (1977). Deutscher ausschuss für stahlbeton (233): 1973.

33. Caspeele R. (2010) Probabilistic Evaluation of Conformity Control and the Use of Bayesian Updating Techniques in the Framework of Safety Analysis of Concrete Structures. PhD thesis, Ghent University, Ghent, Belgium 129 p.p.

34. Caspeele R., Taerwe L. (2011) Variance reducing capacity of concrete conformity control in structural reliability analysis under parameter uncertainties. W: Application of Statistics and Probability in civil Engineering.– Faber, Kohler.– s. 2509–2516.

35. Кобзарь А.И. Прикладная математическая статистика. Для инженеров и научных работников/ А.И. Кобзарь.– М.: ФИЗМАТ-ЛИТ, 2006.– 816 с.

36. Тур В.В., Дереченник С.С., Щигельска Э., Дереченник А.С.

37. Статистический контроль прочности бетона на сжатие в соответствии с требованиями СТБ EN 206-1:2000 и ГОСТ 18105-2010.//

38. Вестник БрГТУ. Строительство и архитектура.– №1(76)-2014, с.136.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 666.972.69; 691.32

**ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА
КОНСТРУКЦИОННОГО БЕТОНА ВО ВЗАИМОСВЯЗИ
С ГРАНУЛОМЕТРИЕЙ МЕЛКОГО ЗАПОЛНИТЕЛЯ**

ФЕДОРОВИЧ П.Л., БАТЯНОВСКИЙ Э.И.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

В данной работе представлены результаты исследований, направленных на решение проблемы рационального использования побочного продукта технологического процесса производства гранитного щебня, образующегося в виде мелких фракций (менее 5 мм) и называемого гранитным отсевом.

По оценкам фактического положения дел на РУПП «Гранит» гранитный отсев по массе составляет 30...35% от исходной горной породы, идущей на производство щебня, и до настоящего времени практически не используется, накапливаясь в отвалах промышленной площадки предприятия.

В Республике Беларусь есть проблема мелких (речных песков), которые используются как мелкий заполнитель при производстве бетонов. Использование в строительстве такого мелкозернистого заполнителя вынужденная мера, которая сопровождается повышенным расходом цемента (из-за повышенной удельной поверхности и

пустотности, а также низкого качества сцепления с цементным камнем), для обеспечения качественных характеристик бетона.

В этой связи было бы рациональным использовать гранитный отсев в технологии бетонов и растворов для обогащения местных природных песков. Однако его применение в исходном виде оказалось не выгодным. Причина в том, что фракции с размером зерна менее 0,5...0,6 мм характеризуются чрезвычайно развитой удельной поверхностью, массовым наличием микротрещин в структуре твердой фазы и игольчато-лещадной формой зерен. В результате содержание (до 35...40% по массе) этих фракций в отсевах делают его непригодным для бетонов и растворов при “прямом” применении. Но если вывести из гранитного отсева фракции менее 0,5 мм, то оставшийся материал (а это 65...75% от общей массы) можно использовать для обогащения используемых в строительстве местных мелких песков.

«Идеальные» кривые оптимального гранулометрического состава

Оптимальный гранулометрический состав заполнителя, обеспечивающий наиболее плотную упаковку в смеси заполнителя получают путем смешивания различных отдельно взятых фракций заполнителя, количество которых можно определить экспериментально. Однако более эффективно воспользоваться методами оптимизации, основывающихся на представлениях об «идеальном» гранулометрическом составе заполнителей непрерывного зернового состава. Под «идеальным» понимают такой заполнитель, который характеризуется наименьшей межзерновой пустотностью при минимальной поверхности частиц заполнителя.

Для выбора оптимального гранулометрического состава заполнителя предлагаются различные “идеальные” кривые просеивания.

При подборе соотношения зерен различных размеров в соответствии с “идеальной” кривой смеси имеют максимальную подвижность при минимальном расходе цемента и менее склонны к расслоению. Примером подобных “идеальных” кривых могут служить кривые просеивания, предложенные Фуллером [1]

“Идеальная” гранулометрическая кривая по Фуллеру описывается уравнением:

$$A = 100 - \sqrt{\frac{di}{D}}, \% \quad (1)$$

A - проход через сито с размером ячейки d , мм, выраженный в масс. %;

di - размер ячейки сита, мм;

D - наибольший размер зерна в смеси, мм.

В линейных координатах "идеальная" гранулометрическая кривая по Фуллеру имеет вид параболы (рисунок 1)

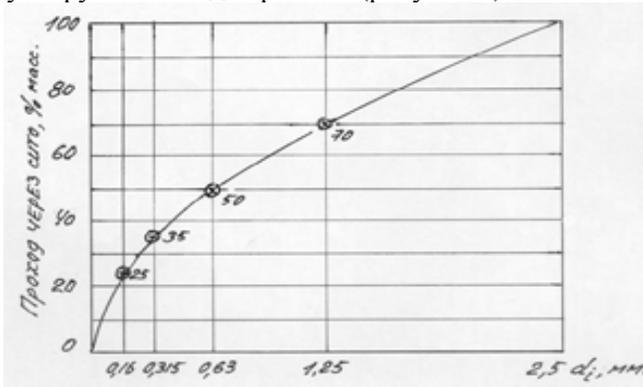


Рис. 1. "Идеальная" кривая гранулометрического состава заполнителя с предельным размером зерна 2,5 мм (по Фуллеру)

Г. Ротфуксом [1] был предложен графический способ построения "идеальных" кривых гранулометрического состава, при котором эти кривые приобретают вид прямых линий (рис. 2). График на рис. 2 по оси ординат показывает выраженные в массовых процентах значения проходов материала через сита с ячейкой di , мм (рассчитанные по уравнению Фуллера), а по оси абсцисс откладываются в линейном масштабе значения Vdi , мм. "Идеальная" кривая может быть построена с учетом содержания в смеси зёрен минимального размера. Так, если, например, минимальный размер зерна в смеси составляет 0,1 мм, то уравнение, описывающее "идеальную" кривую имеет вид:

$$A = 100 \cdot \frac{\sqrt{\frac{di}{D}} - \sqrt{\frac{0,1}{D}}}{1 - \sqrt{\frac{0,1}{D}}}, \% \quad (2)$$

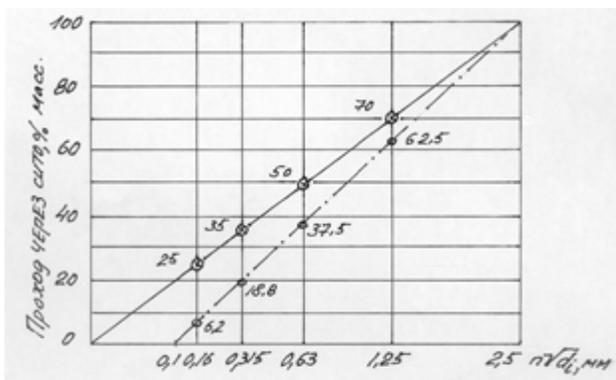


Рис. 2. "Идеальная" кривая гранулометрического состава заполнителя с предельным размером зерна 2,5 мм (по Ротфуксу). Штрих-пунктирная кривая соответствует смеси с минимальным размером частиц 0,1 мм.

Физические свойства смеси заполнителей для бетона

Под строением или сложением таких систем, как песок, щебень (гравий), подразумевается совокупность ряда внешних признаков: размера и формы зерен, шероховатости поверхности и взаиморасположения их в пространстве. От строения сыпучей среды зависят, например, такие ее свойства, как водопотребность, способность деформироваться. Сумма факторов, характеризующих строение песка, щебня, может быть выражена одним параметром – пустотностью. В естественном песке, щебне, где зерна имеют разнообразную форму и размеры, величина пустотности отличается от приведенных теоретических пределов.

Независимо от размеров и формы зерен песка, щебня по аналогии с моделью фиктивного грунта различают рыхлую и плотную упаковку зерен [2]. Рыхлая упаковка характеризуется неустойчивым пространственным взаиморасположением зерен из-за отсутствия контактов соприкосновения всех зерен и большими промежутками между ними (рис. 3, а). Плотная упаковка характеризуется устойчивым пространственным взаиморасположением зерен и незначительной пустотностью (рис. 3, б).

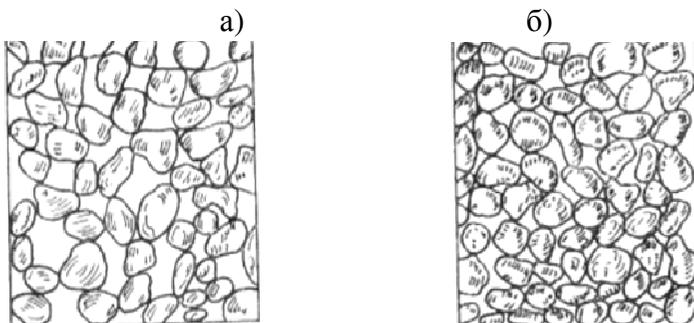


Рис. 3. Упаковка зерен песка, щебня или гравия: а – рыхлая, б – плотная

Частицы крупностью менее 0,1 мм имеют в основном угловатую форму, а следовательно – и большую пористость. Однако увеличение пустотности песка при наличии фракций менее 0,1 мм обуславливается также их способностью адсорбироваться на более крупных зернах и образовывать вокруг них пленки из сцепленных между собой микрочастиц. Такие пленки раздвигают зерна и способствуют увеличению пустотности песка. Изучение влияния виброуплотнения на пустотность песка свидетельствует о том, что нижний предел песчаной фракции следует ограничить величиной 0,1 мм [2].

При содержании фракции 0,1 мм большинство кривых гранулометрического состава различных песков резко меняет характер очертания, переходя из крутонаклонных в пологие.

Для смеси песка и крупного заполнителя (рис. 4), на основании рассмотренных закономерностей изменения плотности упаковки и пустотности песка и щебня (гравия), можно сделать следующие выводы.

Если в смеси песка и щебня (гравия) между двумя смежными фракциями зерен соблюдается определенное отношение (допустим, стандартизированное, $a = 2$), то в таком случае упаковка зерен данной формы будет тем плотнее, а пустотность тем меньше, чем больше различных фракций зерен содержится в смеси [2].

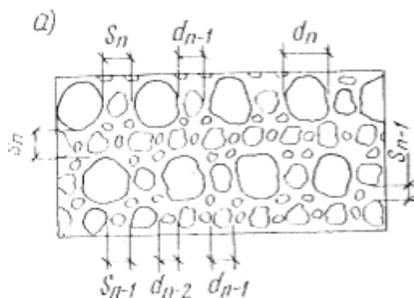


Рис. 4. Схема компоновки зерен заполнителя при оптимальной плотности упаковки

Подтверждением выдвинутого положения могут быть теоретические представления о плотности упаковки зерен упорядоченного гранулометрического состава, в основу которых положена схема, приведенная на рисунке 4 [2]. В этой связи следует ожидать, что используя крупные фракции гранитного отсева (от 0,5...0,6 мм) возможно создать оптимальную гранулометрию мелкого заполнителя для бетона на основе местных мелкозернистых и тонких песков, дополняя их недостающими (или вовсе отсутствующими) в их составе крупными фракциями.

Основные положения методики исследований и их результаты

Общая методика исследований. В процессе выполнения исследований выявили свойства исходного отсева (технологического отсева РУПП «Гранит»), включая стандартизированные физико-механические характеристики и нестандартизированные, а также связанные с морфологическими свойствами горной породы. К нестандартизированным испытаниям следует отнести исследования по оценке содержания отмучиваемых (мокрый рассев) фракций (пылевидных), содержащихся не в отсеке в целом, а с выделением их «пофракционно», т.е. содержание пылевидных частиц в крупных фракциях отсека. Это было необходимо определить для последующего учета при использовании этих фракций в обогащении мелких песков.

Методики выполнения экспериментов по каждому из стандартизированных свойств соответствовали действующим стандартам, на которые приведены ссылки в соответствующих разделах. Там же

указаны особенности конкретных методик отдельных экспериментов и нестандартизированные методики ряда из них.

Общая методика исследований включала ряд экспериментальных испытаний, выполненных в следующей последовательности. Вначале (на основе определенного предварительно зернового состава мелкого природного песка и его модуля крупности) теоретически (расчетом) определили необходимое количественное содержание отдельных фракций гранитного отсева, обеспечивающих увеличение модуля крупности с исходной величины, равной: $M_k \sim 0,9 \dots 2,5$, до расчетного значения: $M_k \sim 2,0 \dots 3,5$.

Затем подбирали количество крупных фракций отсева, обеспечивающих эти значения « M_k ». На обогащенном, а также и на исходном песке, готовили замесы бетонных смесей «при прочих равных условиях» и оценивали осадку конуса и ее сохраняемость во времени.

Одновременно из этих замесов изготавливали образцы бетона, прочность которых определяли после твердения образцов в стандартизированных [3, 4] нормально-влажностных условиях (относительная влажность: $\varphi \geq 90 \%$; температура среды: $t \sim 20 \pm 3^\circ\text{C}$).

Методика исследований физико-технических свойств бетона включала подготовку обогащенного песка по ранее приведенной методике с целью получения материала с модулями крупности $M_k \sim 2,0; 2,5; 3,0$ и $3,5$, приготовление и оценку свойств бетонной смеси; изготовление серий образцов из бетона «стандартизированного» состава. Под каждый вид испытаний изготавливали образцы всех 5 вариантов состава бетона, отличающихся модулем крупности песка в указанном диапазоне, т.е., от $M_k \geq 1,0$ до $M_k = 3, 5$. Во всех случаях принята консистенция бетонной смеси, соответствующая марке «П1» (т.е. ОК ~ 4 см), как характерная для стандартизированного состава бетона (см. далее).

Влияние гранулометрии мелкого заполнителя на физико-механические свойства бетона

Результаты экспериментальных исследований, представленные далее, получены в варианте сравнения уровня показателей прочности на сжатие, водопоглощения, морозо- и солестойкости образцов тяжелого бетона (куб с ребром 100 мм), приготовленных на природном песке с $M_k = 1,0$ и обогащенном до $M_k = 2,0; 2,5; 3,0$ и $3,5$

переработанным гранитным отсевом, т.е. его крупными фракциями ($\geq 0,63$ мм) с установленным в исследованиях долевым соотношением по табл. 2, при соблюдении правила “прочих равных условий”. Для испытаний использовали “стандартизированный” состав бетона по оценке эффективности химических добавок по ГОСТ 30459-96[5]. Также рассматривалась возможность экономии цемента.

Результаты исследований частично отражены данными таблиц 1,2,3,4,5 и 6, в которых приведена оценка изменений прочности (на сжатие), водопоглощения, морозо-, водо- и солестойкости бетона образцов, изготовленных с использованием исходного ($M_k \sim 1,0$) и обогащенного крупными фракциями гранитного отсева этого же песка до $M_k \sim 2,0 \dots 3,5$

Таблица 1 - Прочность бетона при твердении в нормально-влажностных условиях

№ состава	Характеристики песка:			Прочность бетона, МПа, в возрасте, сут.:				
	M _к д.ед.	Содержание, кг		1	3	7	14	28
		песка	отсева					
1	1,0	700	-	6,3	17,2	23,7	27,6	34,5
2	2,0	492	208	9,8	24,7	34,7	39,6	46,6
3	2,5	389	311	10,2	25,5	35,6	41,0	48,2
4	3,0	288	412	10,9	26,2	36,6	43,3	49,5
5	3,5	185	515	9,9	25,9	36,0	41,2	48,5

Таблица 2 - Водопоглощение бетона по массе (W_m , %) и по объему (W_0 , %)

№ состава	Характеристики песка:			W_m , %	W_0 , %	Изменение W_m , в %-х от W_m , бетона состава № 1
	M _к д.ед.	Содержание, кг				
		песка	отсева			
1	1,0	700	-	4,55	~ 10,6`	100
2	2,0	492	208	3,4	~ 8,0	74,7
3	2,5	389	311	3,25	7,6	78,0
4	3,0	288	412	2,6	6,2	57,1
5	3,5	185	515	2,45	5,9	53,8

Таблица 3 - Прочность бетона в процессе испытаний

№ со- става	Характеристики песка:			Прочность бетона, МПа, через количество циклов:							Процент сни- жения f_c , %
	M _к , д.ед.	Содержание, кг		0	2 (75)	3 (100)	4 (150)	5 (200)	8 (300)	12 (400)	
		песка	отсева								
1	1,0	700	-	24,5	24,0	23,4	-	-	-	-	4,5
2	2,0	492	208	29,7	30,2	30,9	30,0	28,9	-	-	3
3	2,5	389	311	31,2	32,2	32,4	33,5	31,8	30,0	-	4
4	3,0	288	412	32,8	33,3	34,1	33,9	33,2	31,6	30,2	9
5	3,5	185	515	32,9	33,6	34,3	34,8	34,9	33,7	30,5	7

Таблица 4 - Прочность бетона при циклическом насыщении (в воде)-высушивании

№ со- става	Характеристики песка:			Прочность бетона, МПа, после количества циклов:				
	M _к , д.ед.	Содержание, кг		0	10	30	50	70
		песка	отсе- ва					
1	1,0	700	-	23,5	34,2	40,6	41,5	38,9
2	2,0	492	208	26,0	38,8	44,8	47,8	49,1
3	2,5	389	311	28,5	38,6	44,5	48,5	51,0
4	3,0	288	412	27,6	39,6	44,9	49,9	52,6
5	3,5	185	515	28,1	39,7	43,4	47,6	49,5

Таблица 5 - Прочность бетона при циклическом насыщении (5-% раствор NaCl)-высушивании

№ со- става	Характеристики песка:			Прочность бетона, МПа, после количество циклов:				
	M _к , д.ед.	Содержание, кг		0	10	30	50	70
		песка	отсева					
1	1,0	700	-	24,4	33,3	39,5	29,6*	-
2	2,0	492	208	27,5	37,5	44,4	42,0	36,1*
3	2,5	389	311	26,5	38,5	43,3	44,8	43,9
4	3,0	288	412	26,3	37,1	45,7	46,6	45,4
5	3,5	185	515	27,5	39,5	45,4	45,9	44,7

*Эксперимент завершен

Экономия цемента

В настоящем материале (таблица 6) оценка возможной экономии цемента дана в форме сравнения прочности образцов бетона «стандартизированного» состава на исходном песке (при Ц = 350 кг на

1 м³ бетона) и приготовленного с уменьшением расхода цемента (при соблюдении прочих равных условий) при использовании обогащенного песка. На основании данных таблицы 6 можно сделать вывод, что прирост прочности «пропаренного» бетона на обогащенном песке относительно прочности образцов на тонком песке составил $\geq 30\%$, а в проектном возрасте $\geq 20\%$.

Таблица 6 - Прочность бетона при снижении расхода цемента

№ п/п	M _к песка, д. ед.	Расход цемента на 1 м ³ бетона, кг	Снижение расхода цемента:		Прочность (f _c) пропаренных образцов				Прочность бетона в проектном возрасте (28 сут.):		
			кг	%	МПа	в %	Δ %	МПа	в %	Δ %	
1	0,91	350	-	-	22,7	100	-	44,1	100	-	
2	2,5	350	-	-	33,7	148	+48	59,8	122	+22	
3	2,5	315	35	10	29,0	127	+27	45,5	103	+3	
4	2,5	280	70	20	30,4	134	+34	45,1	102	+2	
5	2,5	245	105	30	23,4	103	+3	41,2	93	-7	
6	2,5	245*	105	30	30,1	133	+33	51,5	117	+17	

* Бетон из равноподвижной смеси (П1) с пластифицирующей добавкой

Это означает, что при сохранении равной прочности на обогащенном крупными фракциями гранитного отсева песке экономия цемента может составить не менее (10...15) % от его расхода на «тонком» песке. Кроме этого, приведенные данные свидетельствуют о возможности повышения качества бетона при одновременной экономии цемента путем обогащения мелкозернистых песков крупными фракциями гранитного отсева, при сопутствующем экономическом эффекте.

Заключение

Результаты исследований свидетельствуют о том, что использование крупных фракций гранитного отсева для обогащения природных мелкозернистых песков позволяет решить проблему повышения качества (физико-механических свойств) бетона и снижения расхода цемента для целого ряда районов Беларуси, не располагающих запасами местного качественного мелкого заполнителя для бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Rothfuchs Geory "Betonfibel. VEB Verlag Technik Berlin, 1956. - 136с.
2. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.
3. ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
4. ГОСТ 18105-86 Бетоны. Правила контроля прочности.
5. ГОСТ 30459-96 Добавки для бетонов. Методы определения эффективности.

**РАЗДЕЛ VI. МЕХАНИКА ГРУНТОВ, ОСНОВАНИЯ
И ФУНДАМЕНТЫ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.154

**DESIGN AND CONSTRUCTION OF SHALLOW FOUNDATIONS
FOR LOW-RISE RESIDENTIAL BUILDINGS IN NIGERIA**

ALHASSAN, M. Ph.D.

Belarusian National Technical University
Minsk, Belarus

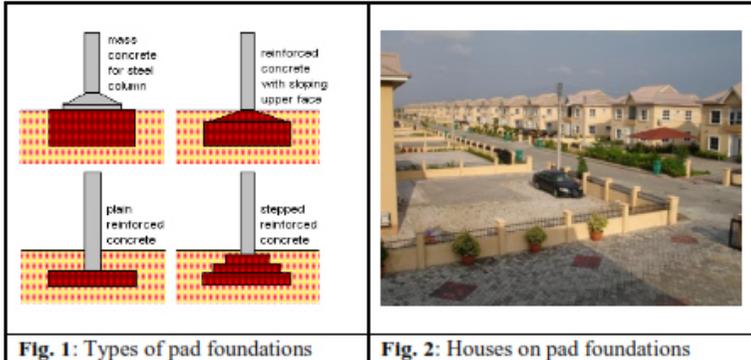
Most residential buildings in Nigeria, especially the low-rise types are founded on shallow (slab) foundations, with the most widely used of them as strip and pad. This is perhaps because of the prevalent types of residential buildings (bungalows) and the soil conditions i.e. stable tropical residual soils. Traditional foundation design practice in Nigeria relies largely, on the British Code of Practice for Foundations BS 8004 of 1986 [1], and a little of empirical rules formulated from local experience with foundations in tropical region. A thorough understanding of the geology and soil conditions of an area, in which foundation is to be sited, is a prerequisite to the success of a foundation project.

Types of Shallow Foundations used in Nigeria

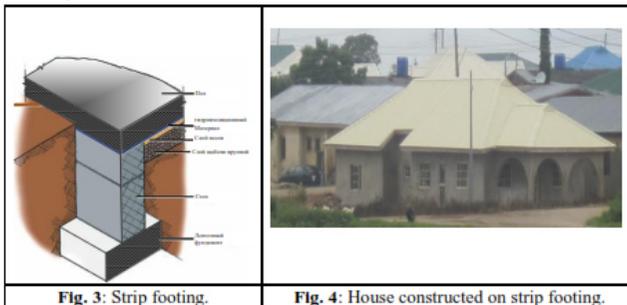
Most residential buildings in Nigeria are low-rise buildings founded on shallow (pad, strip and raft) foundations. Statistically, more than 80 % of these residential buildings are bungalows (building with single floor), which are mostly founded on strip foundations, while most of the few multi-floor low-rise residential buildings are founded on pad foundations. Only few rare cases occur, were residential buildings in Nigeria are founded on raft foundations, even in areas with extremely weak or

very troublesome soils. The following are the different types of shallow foundations:

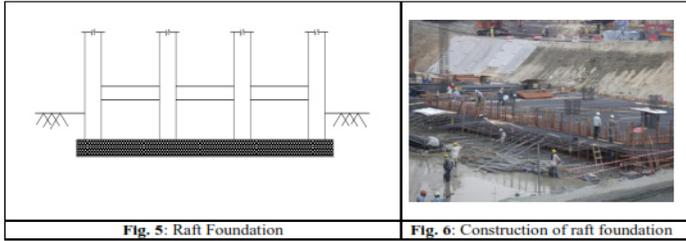
Pad Foundation —are used to support point loads from columns. There are a number of different types of pad foundations available in use in the country (Fig. 1).



Strip Footing —used under relatively uniform point loads or mostly under walls. The strip distributes the concentration of the load sideways into an increased width of sub-strata to reduce the bearing stress and settlement to an allowable limit [2]. Strip footings are used under bearing wall or when rows of columns are spaced so closely that individual pad foundation will nearly touched each other. They are the most widely used shallow foundations in Nigeria for the construction of low-rise residential buildings.



Raft Foundation —also known as mat foundation. It is a large spread footing that supports most of the structure loads. A raft foundation spreads the structural load over a large area to reduce the bearing pressure.



Design of Bases on Sand

Shallow foundations are generally designed to satisfy bearing capacity and settlement criteria. The bearing capacity criterion stipulates that there is adequate safety against bearing capacity failure beneath the foundation, and a factor of safety of three is generally used on the computed ultimate bearing capacity. Settlement criterion is to ensure that the settlement is within tolerable limits.

Foundations on silt or sand deposits may consist of spread (pad and strip) footings, mats or piles, depending on the density, thickness, and cost of densifying the deposit, and on the building loads. Spread footings are used if the deposit is dense enough to support the loads without excessive settlements. Rapid or immediate settlements occur on noncohesive silt or sand deposits.

Bearing Capacity of foundations on sand

In proportioning shallow foundations parameters, the Terzaghi general bearing capacity equation is given by equation 1, is generally used.

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1)$$

where q_{ult} – is the ultimate bearing capacity, c is the unit cohesion, q is the surcharge ($D\gamma$), γ the unit weight of soil, D the depth of foundation, B is foundation width, N_c, N_γ and N_q are coefficients that depend on the effective friction angle of the soil, ϕ . It is commonly accepted that:

$$N_c = (N_q - 1) \cot\phi \quad (2)$$

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{1}{2} \phi \right) \quad (3)$$

However, for calculating N_γ , different equations have been recommended. One of the most popular equations is that of Brinch-Hansen [3]:

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan\phi \quad (4)$$

Values of N_c, N_γ and N_q are usually tabulated or graphically given against ϕ in literatures for easy reference.

For a granular, non-cohesive ($c=0$) material, the ultimate bearing capacity q_{ult} of the soil is given by:

$$q_{ult} = qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (5)$$

The ultimate bearing capacity of foundations, q_{ult} in sand can also be determined from results of plate load test by the following equation:

$$q_{ult} = q_{up} \left(\frac{B_f}{B_p} \right) \quad (6)$$

Where q_{up} is the ultimate bearing capacity of the test plate, B_f and B_p are foundation and test plate widths respectively.

Recognizing the uncertainties involved, factors of safety are applied to reduce the estimated ultimate bearing capacity from equation 5. The allowable bearing capacity q_{allow} is:

$$q_{allow} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (7)$$

The factor of safety (FS) is a function of the importance of the structure, the consequences of failure, and the uncertainty of the subsurface investigation. Its value ranges between 2 and 3 in Nigeria.

Settlement of foundations in sand

It is commonly believed that the settlement criterion is more critical than the bearing capacity one in the designs of shallow foundations, especially for foundation width greater than 1.5 m, which is often the case. By limiting the total settlements, differential settlements and any subsequent distresses to the structure are limited. Generally the settlements of shallow foundations such as pad or strip footings are limited to 25 mm [4].

The general equation for the calculation of elastic settlement S_e in sand is given as:

$$S_e = q_n B \frac{(1 - \mu^2)}{E} I_f \quad (8)$$

where q_n is the net foundation pressure, B the width of foundation, E the modulus of elasticity of soil, μ the Poisson's ratio and I_f is the influence factor for settlement.

Terzaghi and Peck equation for the calculation of foundation settlement S_f in sand from the result of field plate load test is also commonly used:

$$S_f = S_p \left[\frac{B_f(B_p + 0.3)}{B_p(B_f + 0.3)} \right]^2 \quad (9)$$

Where S_p is test plate settlement, B_f and B_p are foundation and test plate widths respectively.

Design of Bases on Clay Soils

In clay soil it is necessary to make best estimate of the allowable bearing capacity to control a shear failure with a suitable factor of safety and to estimate the probable consolidation settlements. The bearing capacity is most often determined using the undrained shear strength as obtained from quality tube samples. If the soil is highly sensitive, consideration are given to in situ strength testing such as the vane shear or the cone penetration test.

Consolidation tests are made to determine the expected settlement if the structure has a relatively high cost per unit area. For smaller or less important structures, some type of settlement estimate based on the index properties might be justified.

The net ultimate bearing pressure for vertical loads on clay soils is normally computed as a simplification of Terzaghi, Meyerhof or Hansen equations. For $\phi=0$, equation 1 becomes:

$$q_{net} = C_u N_c \quad (10)$$

Since $N_c = 5.14$ and $N_\gamma = 1$ from table of values of N_c, N_γ and N_q , when $\phi=0$, therefore:

$$q_{net} = 5.14 C_u \quad (11)$$

For the computation of consolidation settlement, the following equation is generally used for normally consolidated clays:

$$S_c = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (12)$$

where H is the thickness of the clay layer, C_c is the compressive index from e-logP graph, e_0 the initial void ratio, P_0 is the effective overburden pressure and ΔP is the increase in the effective stress at the middle of the layer due to the foundation load.

Foundation settlement in clay soils can also be estimated from the results of plate load test using the following equation:

$$S_f = S_p \left(\frac{B_f}{B_p} \right) \quad (13)$$

The maximum settlement allowed for foundations on clay soils is 25mm.

Technology and Equipment for the Construction of Shallow Foundations in Nigeria

Foundation construction consists of a series of activities ranging from site preparation, foundation trench excavation and the actual construction or installation of the foundation.

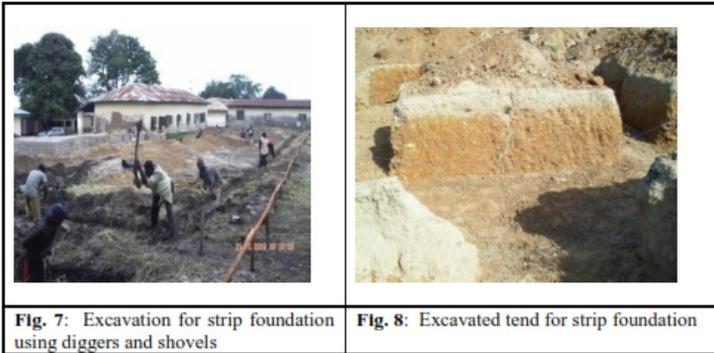
Foundation construction for residential buildings in Nigeria is still been dominated by manual methods of cast in-situ construction, using local implements. This is perhaps because most residential buildings in the country are constructed by individuals, who have no sufficient capital to use modern construction equipment. Only few cases occur where construction of foundation for residential buildings involves the use of modern equipment and technology.

Site preparation

Although in Nigeria, manual methods of site preparation and foundation construction still predominate, the present-day foundation construction methods involve a high degree of mechanization. Optimum working speeds of plant are achieved only in clear working conditions giving maximum mobility for the plant and vehicles. Therefore, an efficient and well-maintained system of temporary roads should be provided on extensive sites in order to achieve and maintain a rapid tempo of construction in all weathers. Equally important is attention to site drainage to give dry working conditions and to avoid unnecessary pumping.

Foundation trench excavation

Most construction sites in Nigeria for buildings that are to be founded on either pad or strip foundations uses manual method and simple equipment for excavation of foundation trench. The usual materials used for this operation are mostly diggers and shovels (fig. 7).



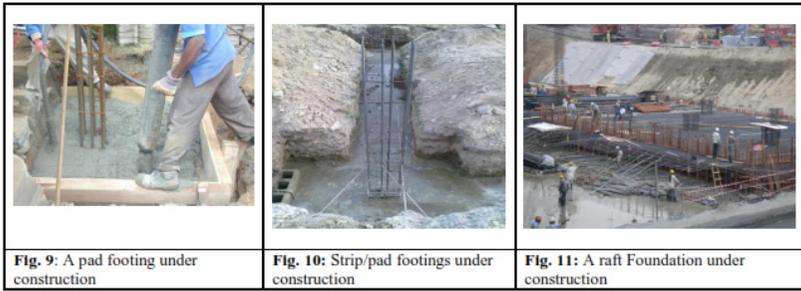
After the site clearance and the removal of the top organic soil, the usual practice for foundation trench excavation, for the construction of either pad or strip foundations, is to pile the excavated materials on the unexcavated portions within the site (fig. 8). These materials are later on used for backfilling after the foundation construction. But excavating a trench for the construction of raft (mat) foundation, more comprehensive operations are required because of the large quantity of the excavated material that is usually involved.

The choice of plant for bulk excavation is largely determined by the quantity and by the length of haul to the disposal point. If the tip area is close to the excavation, say within 100 m, then the earth can be moved by *loading shovel* or *bulldozer*. Longer hauls (say 100-600 m) require crawler or rubber-tired tractor-drawn *scrapers* [5].

To ensure the safety of the workers in the trench, stability of the trench's sides is seriously taken into consideration, especially for relatively dipper excavations in cohesionless soils. The sides of the trenches are usually protected by designed sheet piles.

Placement of Shallow Foundations

After the trenches are prepared, for plain concrete footing (and for reinforced concrete, the reinforcement arranged, fig. 9-11), the concrete is carefully poured to the designed dimensions. There still exist in Nigeria, especially for pad and strip footings, manual methods of mixing and placing concrete during foundation construction. For large scale foundation construction, mechanical methods of mixing and placements of the concrete foundations are used (fig. 11).



Conclusion

– Shallow foundations are widely used in Nigeria for the constructions of buildings for both commercial and residential purposes. Most of the low-rise residential buildings in Nigeria, which are mostly bungalows are founded on shallow foundations especially the strip type.

– The selection and usage of these foundations depends to a large extent on the geological and soil condition of the area. For the determination of shallow foundations' parameters, the Terzaghi bearing capacity equation, as modified by Brinch-Hansen, still remains the most often used equation in Nigeria.

– Foundation construction for residential buildings in Nigeria is still been dominated by manual methods of construction using cast in-situ technology. This is perhaps because most residential buildings in the country are constructed by individuals, who have no sufficient means to use modern construction methods and technology.

REFERENCES

1. BS 8004. British Standard Code of Practice for Foundations. British Standards Institution, London, 1986.
2. Curtin, W.G. Structural Foundation Designer's manual / W.G. Curtin, G. Shaw, G. I. Parkinson and J. M. Golding // Blackwell. 1994.
3. Bowles, J. E. Foundation Analysis and Design / J. E. Bowles // McGraw-Hill Companies, New York. 1996.
4. Das, B. M. Shallow Foundations – Bearing Capacity and Settlement / B. M. Das // CRC Press LLC, USA, Pp. 2, 46, 1999.
5. Tomlinson, M. J. Foundation Design and Construction / M. J. Tomlinson and R.Boorman // Pearson Education Ltd. London. 2001.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.131

**О ДАВЛЕНИИ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТОВ
СООРУЖЕНИЙ НА ПОКРОВНОЙ
ТОЛЩЕ АЛЛЮВИАЛЬНЫХ ОТЛОЖЕНИЙ**

АЛЬ-РОБАЙ АЛИ А. А., САДУН СУРА А.

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Представлены результаты расчетов допускаемого и расчетного давлений по нормам, используемых в строительной практике Ирака. Характеристики грунтов приняты по данным изысканий для строительных площадок района Аль-Дивания (Месопотамия). Выявлены различия в полученных значениях давлений для глинистых и песчаных грунтов, что связывается с субъективным характером назначения коэффициента запаса без учета влияющих факторов.

Среди существующих и проектируемых сооружений в Ираке преобладают двух-трехэтажные постройки на плитных (ленточных и отдельных) фундаментах с несущими стенами. Высокие сооружения (пять-шесть этажей и более) встречаются редко (рис.1). Фундаменты под малоэтажные здания устраивают в открытых котлованах. На выбор такого типа конструкций среди прочих повлияли, главным образом, климатические условия. Температура в летний период составляет в среднем до 45°C50°C, а в зимний – до 10°C – 20°C (иногда ночью снижается до 0°C – (-3°C).



Рис. 1. Город Аль-Дивания, центральная часть

При определении размеров подошвы фундаментов проектировщики руководствуются условием непревышения контактным давлением значений величин, при которых может произойти потеря прочности и устойчивости грунтов под подошвой фундаментов. В связи с этим основания сооружений рассчитываются по двум группам предельных состояний. Расчет по первой группе рассматривает условия обеспечения прочности и устойчивости с целью недопущения сдвига и выпирания грунта из-под подошвы фундамента, т.е. полного исчерпания несущей способности. Вторая группа предельных состояний включает расчеты по деформациям с целью ограничения перемещений фундамента и надфундаментных конструкций.

В строительной практике Ирака определение ограничивающих значений величин контактного давления выполняют по разным методикам. При этом используются отдельные положения американских и британских стандартов, а также нормы Республики Беларусь.

Допускаемое давление по проф. Е. Майергофу [1] находят из величины предельного давления соответствующего окончанию формирования упругого ядра, развитию сплошных зон предельного равновесия, сдвигу и выпору из-под подошвы. Предельное давление

поделенное на коэффициент запаса K_3 , равным $K_3 = 2$ для песчаных грунтов и $K_3 = 3$ для глинистых грунтов считается допусаемым[2]. Следует отметить что принятые значения K_3 носят в определенной мере субъективный характер. При использовании формулы для предельного давления необходимо соблюдение условия $d/b \leq 1$, т.е. глубина заложения d не должна превышать ширину фундамента b .

Расчетное давление (по нормам Республике Беларусь) определяется исходя из рассмотрения грунта как находящегося практически в упругой стадии. Под подошвой фундамента формируется упругое ядро, а развитие зон предельного равновесия носит локальный (ограниченный) характер. На величину расчетного давления наряду с физическими и прочностными характеристиками, размерами подошвы b и глубины d влияют и такие факторы как вид грунта и жесткость конструкции.

Таким образом, методика определения допусаемого и расчетного давлений имеют различия в исходных предпосылках. Допускаемое давление рассматривается как уменьшенное в 2-3 раза предельное (первая группа предельных состояний). Расчетное давление соответствует упругой стадии работы, когда грунт уплотняется (деформируется), а зоны предельного равновесия ограничены и практически не влияют на прочность основания в целом (вторая группа предельных состояний).

Так как методики определения допусаемого и расчетного давлений отличаются нами проведено сравнение значений их величин для глинистых и песчаных грунтов. Исходные характеристики грунтов приняты по данным инженерно-геологических изысканий, выполненных в 2009 г фирмой “Al-Mawal com. For Soil Investigations” в связи с освоением для строительства новых площадей в районе г.Аль-Дивания. На рис.2 представлены разрез и гранулометрические составы исследованных аллювиальных грунтов. По данным лабораторных анализов образцов преобладают глины с содержанием фракций менее 0,002 от 32% до 69-71% (по массе). Реже встречаются суглинки и супеси. Песчаные грунты чаще представлены двумя видами – мелкие и пылеватые.

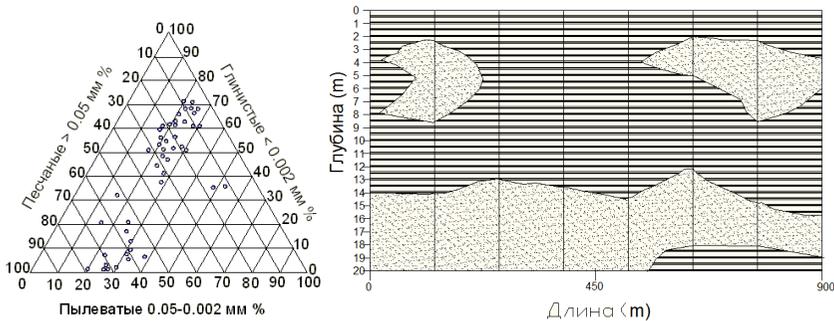


Рис. 2. Строение грунтовой толщи в районе Аль-Дивания

Расчеты выполнены для глубин заложений d равных 0,5 м, 1 м, 2 м и 3 м при таких же размерах подошвы b . При этом приняты характеристики грунтов:

– глинистый грунт: $\gamma=17 \text{ кН/м}^3$, $\varphi=20^\circ$, $c=30 \text{ кПа}$, $\gamma=17 \text{ кН/м}^3$, $\varphi=10^\circ$, $c=20 \text{ кПа}$

– песчаный грунт: $\gamma=19 \text{ кН/м}^3$, $\varphi=35^\circ$, $c=0$, $\gamma=19 \text{ кН/м}^3$, $\varphi=28^\circ$, $c=0$

Сравнение результатов показало, что для глинистых грунтов с низкими прочностными характеристиками допускаемое давление было ниже расчетного в 1,3 – 1,5 раза. С увеличением значений φ и c разница сокращалась и значения давлений становились практически равнозначными. В песчаных грунтах допускаемое давление превышало расчетное в 1,5 – 1,7 раза, а с увеличением угла внутреннего трения до 35° в 2,7 – 3,1 раза.

Выводы

1. Различия в значениях величин давлений в глинистых грунтах, имеющее место при низких значениях трения и сцепления, сокращаются и уравниваются с их ростом.

2. В песчаных грунтах значения допускаемых давлений значительно больше расчетных и разница увеличивается по мере роста угла внутреннего трения.

3. Выявленные различия в значениях величин могут быть связаны с субъективным характером назначения коэффициента запаса, значения которого следует принимать дифференцированно (вид грунта, жесткость конструктивной схемы сооружений).

ЛИТЕРАТУРА

1. Joseph E. Boweles, P. E., S. E. Foundations analysis design. Fifth Editions. McCraw-Hill Companies, Inc. International Edition, 1997, с-135, с-222.
2. Gilbest Gedeon, P. E. Design capacity of soils. CED engineering. Com. 1992, p. 4-16
3. Аль-Робай Али А. А. Строительные свойства пойменных отложений реки Дивании (рукав Евфрата, Средний Ирак). 'Наука и техника'. Международный научно-технический журнал, N5/2012; с.51-55.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

UDK 624.151 (292.552)

**STUDY AND ANALYSIS OF THE TYPES OF FOUNDATIONS
USED IN CENTRAL IRAK (MESOPOTAMIA)**

АЛЬ-РОБАЙ АЛИ А.А., СААДУН СУРА А.

Belarussian National State University
Minsk, Belarus

Irak (Mesopotamia) is a densely populated with most of its major cities located. High-rise and low-rise buildings co-exist in the metropolitan areas, and their foundation types may be very much different pending on the structural loading and subsurface condition. In general, shallow and deep foundations are used to support low-rise and high-rise buildings, respectively. Footings (strip and isolated) are classified as shallow foundations, while piles are considered as deep foundations.

Bearing capacity, settlement and uplift pressure are three factors that have to be considered for foundation design. A sufficient and good subsurface exploratory program is required to supplement the foundation design. In addition, engineering judgment also plays an important role in modeling the foundation problem and selecting the soil parameters. Construction of a deep foundation in metropolitan area involves potential danger. Failed to recognize adverse ground conditions or poor construction quality may lead to excavation failures or induce damage to adjacent buildings.

Soil Conditions in Iraq (Mesopotamia)

Various soil conditions are encountered in Iraq areas. In Mesopotamia area, ground conditions ranging from very soft clay to loose sandy, the ground condition is basically of alluvium plain nature [1,2], which consists alternating layers of sandy or clayey materials (table 1)

Table 1 - Soil properties for two samples clay and sand

	System of classification			Properties index			Void ratio e	C, kPa	ϕ
	Sand %	Silt %	Clay %	Pi %	LL %	PL %			
clay	7	22	71	43	62	19	0.7–0.95	20–60	1°–9°
	22	24	54	33	53	20			
sand	53	20	27	22	30	8	0.6–0.8	2–10	23°–36°
	52	21	23	17	25	8			

Ground water level is generally high in major metropolitan areas, which is typically at 1~2 m below ground surface. The high ground water level is a major obstacle to the construction of deep foundation, and sometimes it is the main culprit responsible for construction failure. Soft clay is especially difficult to handle for foundation engineers. Due to its low shear strength and high water content, soft clay may be a great threat to the safety of foundation excavation. And following the completion of foundation, large amount of consolidation settlement is sometimes inevitable.

Shallow Foundations

In general, shallow foundation is adequate to support the loading of most low-rise buildings. Residential or commercial buildings less than 4-story are considered as low-rise buildings, and these buildings apply an average loading of no more than 70 kN/m² on the ground. Shallow foundation often exists in the form of single footing or combined footing, which usually rest at a depth of 1 m below ground surface.

To construct shallow footings, the highly compressible topsoil has to be removed first; otherwise, the shallow foundations may suffer large settlement afterwards. In addition, placing the footing at a suitable depth below ground surface would also provide better bearing capacity.

Deep Foundations

For most high-rise buildings, deep foundation is often required to support the structural loading and to minimize the differential settlement between columns. Since most high-rise buildings in Iraq are coupled with the construction of deep basements, the deep foundation could either be in the form of deep raft foundation or raft foundation with large diameter piles. In order to construct the deep basement as well as the raft foundation, a deep retaining wall together with an appropriate bracing system have to be employed first. Large bored piles with a diameter over 0.5-2 m and a capacity of more than 1000-10,000 kN are often used in Iraq. Construction of these large piles either adopts reversed-circulation or full-cased technique to stabilize the drilled shafts. Large-scale pile loading tests are routinely used to verify the design capacity of piles.

Design Considerations

Three major factors have to be taken into consideration while designing the building foundations, these factors are:

- Bearing capacity of foundation.
- Total and differential settlement of foundation.
- Uplift force acting on the foundation.

The bearing capacity has to be checked with an appropriate factor of safety to avoid catastrophic foundation failure. The use of an appropriate bearing capacity equation and the selection of soil parameters are of utmost importance. For example, if C , ϕ is used instead of S_u (undrained shear strength) to calculate the bearing capacity of soft clay, one could significantly overestimate the bearing capacity, and possibly lead to an un-conservative foundation design. It has to be pointed out that these equations were derived based upon different failure modes, and engineering judgment cannot be ignored while performing a bearing capacity check.

To correctly estimate the settlement of a specific foundation is a difficult task. One can use the theory of consolidation [4] as a basic tool; however, engineering judgment has to be exercised to obtain realistic settlement estimation. As a design practice, soil is often considered as elasto-plastic springs in the structural model, subsequent computer analysis would yield reaction force as well as deformation of soil springs. This type of analysis requires modulus of subgrade reaction (K_v) as an input parameter. K_v is not an intrinsic soil parameter, and cannot be ob-

tained from routine laboratory tests. By simplifying the soil response as springs and with the aid of computer program, the designer can have a better understanding on the overall performance of foundation. But once again, one has to rely upon experience and judgment to select an appropriate K_v for foundation design. Typical values of K_v can be found in reference (Bowles, 1988) [3].

Other than bearing capacity and settlement concerns, some structures may suffer from uplift problem owing to insufficient structural loading. For example, the dead weight of underground parking lot can be less than the buoyancy force of ground water, and it has a tendency to “float”. Under this circumstance, auxiliary measures such as installing tension piles or adding extra dead weight has to be taken to alleviate uplift problem.

Recent Developments

In recent years, many high-rise construction sites encountered very soft ground condition. Instead of using large diameter piles to counter bearing capacity and differential settlement problems, the designer could opt to partially improve the foundation soil or revise the plan layout of diaphragm wall. To partially improve the foundation soil, jet grout or deep mixing technique is often adopted to construct discrete soil improvement piles. The partially improved soil mass apparently has a lower compressibility and higher strength than the original soil mass. Diaphragm wall usually serves as temporary earth retaining structure, but it can also be considered as long, slender piles if it is designed to take structural loadings. By using diaphragm wall as load supporting element, the rigidity of raft foundation is increased significantly, and the foundation settlement is minimized as a result.

Conclusions

Deep and shallow foundations are both extensively used in Mesopotamia. Design of the foundations is based upon well-established approaches, which is more or less considered as a routine. As for buildings resting upon soft grounds, engineering judgment must be exercised to reach a safe and sound foundation design. Footings, rafts as well as large bored piles are the three main foundation types in Mesopotamia.

As an alternative to expensive pile foundations, specially designed diaphragm wall or soil improvement can be adopted in conjunction with raft foundation to support the structural loading.

Construction of deep foundation requires good quality control of the retaining system, or the contractor may suffer unexpected excavation failure. The integrity and safety of buildings adjacent to the construction site is also an important issue. Failed to control the ground settlement around construction site may severely damage the adjacent buildings.

REFERENCES

1. Элердашвили, С. И. Гидрогеология и инженерная геология Ирака / С. И. Элердашвили. –М., 1973.
2. Jassim, S. Z. Geology of Iraq. Dolin, Prague and Moravian Museum / S. Z. Jassim, J. C. Goff. –Brno, 2006. –341 p.
3. Bowles, J. Foundation analysis and design. 4th Edition. McGraw-Hill Book Company, New York (1988).
4. Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. Soil Mechanics in Engineering Practice. Third edition, John Wiley and Sons, New York (1996).

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.131.439.7

**СЕЙСМИЧНОСТЬ ИРАКА И УСТОЙЧИВОСТЬ
ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ**

АЛЬ-РОБАЙ АЛИ А. А., САДУН СУРА А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Исследования имевшей место сейсмичности Ирака свидетельствуют о 165 исторических событиях (период с 1260 г до 1900 г). Наибольшая активность их проявляется в предгорьях Загроса (северо-восточная и восточная части территории) и месопотамской геосинклинали. Карта сейсмического районирования Ирака составлена по данным исследований в течение XX столетия (с 1900 г по 1988 г). Зоны с высокими значениями магнитуд M расположены в восточной части Ирака и уходят за пределы границ в сторону Ирана (рис. 1)

Магнитуда и балльность землетрясения

Величину энергии, излучаемой из очага, оценивают по условной энергетической характеристике, называемой магнитуда. Для землетрясений отношение амплитуд колебаний в какой-либо воде не зависит от эпицентрального расстояния. Если на каком-то расстоянии амплитуда колебаний при стандартном землетрясении равна A^*s , а при изучаемом A_s , то магнитудой M землетрясения называют логарифм отношения его амплитуды к амплитуде стандартного землетрясения:

$$M = \log \left(\frac{A_s}{A_s^*} \right) = \log A_s - \log A_s^*$$

Шкала магнитуд была предложена в 50-х годах XX столетия американским сейсмологом Ч. Рахтером. Магнитуду определяют, измеряя специальным прибором-сейсмографом смещение грунта на записи землетрясения – сейсмограмме.



Рис. 1. Сейсмическое районирование [4]

Силу землетрясения измеряют в баллах – интенсивности его проявления на поверхность Земли, т.е. внешний эффект подземного удара. Баллы – это условные ступени шкалы интенсивности, для которых используются отмечаемые при землетрясениях явления – поведение строений и грунтов, ощущения людей и др. В настоящее время в разных странах имеется несколько шкал интенсивности. В европейских странах используется преимущественно 12-балльная шкала МКЗ (Меркалли-Канкани-Зибберг, 1917). В США применяет-

ся 12-бальная модифицированная шкала Меркалли (шкала ММЖ, 1931). В 1963-64 г.г. в СССР, ГДР и Чехословакии разработан проект 12-балльной сейсмической шкалы MSK-64, рекомендованный международными организациями для применения во всех странах [1]. Сравнение признаков каждого балла в разных шкалах показывает, что во всех градации баллов совпадают. Главный признак - степень повреждения зданий и сооружений.

Магнитуда землетрясений M характеризует энергию землетрясения в очаге, в отличие от балльности J , которая характеризует силу сотрясения. Зависимость балльности (интенсивности) J от магнитуды M при разных значениях глубины очага землетрясения h_s км, определяется следующей эмпирической формулой [1,2]

$$J = 1.5M - 3.5 \log h_s + 3$$

Инерционная сила, возникающая с ударной волной в сооружении, зависит от плотности сейсмической энергии, поступающей через единицу площади. Ориентировочные количественные характеристики различных интенсивностей приводятся ниже в таблице 1 [2].

Таблица 1

Интенсивность, J , балл	Ускорение свободного падения, g , доли	Плотность энергии, Дж/см ²
V	0.012-0.025	0.01-0.05
VI	0.025-0.05	0.05-0.3

Сейсмические движения грунтов в основаниях

Строительная практика свидетельствует, что при землетрясениях наибольшие деформации претерпевают постройки на водонасыщенных грунтах. При этом могут иметь место разрушения по следующим основным причинам:

- воздействие инерционных сил;
- вынужденный резонанс (совпадение периодов собственных колебаний сооружений и сейсмических волн);
- нарушение устойчивости грунтовой толщи основания;

По сейсмическим свойствам нормативные документы выделяют три категории грунтов. Наиболее устойчивы скальные и маловлажные крупнообломочные и песчаные грунты, а в меньшей мере – водонасыщенные песчаные, а также мягко-пластичные пылевато-глинистые.

Наиболее важными факторами, определяющими поведение водонасыщенных песчаных грунтов при сейсмических воздействиях, являются относительная плотность, величина всестороннего сжатия и условия дренирования. Разжижение весьма характерно для прослоек или областей несвязных грунтов, заключенных между пластами глинистых пород. В этих условиях избыточное (сейсмическое) давление в поровой воде сохраняется в течение более длительного времени, большего, чем распространение фронта ударной волны.

В технической литературе можно найти описание различных примеров разжижения песчаных грунтов в больших масштабах [3]. В их числе опрокидывание подпорных сооружений-причалная стенка с засыпкой из мелкого водонасыщенного песка в чилийском Пуэрто-монте (Розенблюэт, 1961). Следующий пример относится к опрокидыванию зданий на песчаных толщах в Ниигате (Япония)[3]. К этим явлениям относится обрушение откоса в Анкоридже, вызванное разжижением песка в прослойках, расположенных между пластами глины (Shannon and Wilson, 1964).

ЛИТЕРАТУРА

1. Медведев С.В. Инженерная сейсмология. – М.: Госстройиздат, 1962. – 283 с.
2. Горшков Г.П., Якушова А.Ф. Общая геология. – М.: Изд. Московского ун-та, 1973 – с. 485-487.
3. Ньюмарк Н., Розенблюэт. Основы сейсмостойкого строительства. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.
4. Сахиль. А. Альсинови и Зия О. Аль-Касрани. Землетрясение опасности соображения в Ирак. Четвертая международная конференция Сейсмостойкого строительства и сейсмологии 12-14 мая 2003 г. Тегеран, Исламская Республика Иран.

**РАЗДЕЛ VII. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ**

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012

**К ВОПРОСУ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ
ПОД МАШИНЫ**

БОСОВЕЦ Ф.П., ЛОВЫГИН А.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Машинами в данном контексте принято называть любые механизмы, выполняющие движения для преобразования энергии или для производства полезной работы.

Главными признаками, положенными в основу классификации машин для проектировщика-строителя, является интенсивность, вид и частотная характеристика динамического воздействия машины на фундамент.

По первому признаку машины делятся на два класса, к первому относятся машины неспокойного действия, когда при их работе возникают значительные силы инерции, их принято называть машинами с динамическими нагрузками. Ко второму классу относят машины спокойного действия, у которых силы инерции движущихся частей ее велики по сравнению с весом машины.

По виду динамического воздействия на фундамент машины с динамическими нагрузками можно разделять на две группы. Машины, движущиеся части которых совершают равномерные вращения, являются теоретически уравновешенными, т.е. периодического действия. К более сложному виду относятся неуравновешенные си-

лы инерции машин с криволинейно-натурными механизмами т.е. непериодического действия. Действие последних машин по своему характеру приближается к ударным.

По характеристикам частотного режима машины разделяют на низкочастотные (<600 – 800 об/мин) и высокочастотные (>600 – 800 об/мин).

Фундаменты под машины с динамическими воздействиями выполняют двух основных видов – массивные и рамные. В частности фундаменты под машины ударного действия целесообразно проектировать массивными.

Это обусловлено тем, что фундамент большой массы способен воспринимать ударные воздействия, гася волну распространения колебаний по окружающему объему грунта, либо целиком компенсировать динамику в зоне окружающей фундамент среды. В противном случае, если масса фундамента недостаточна, используются различные, компенсирующие распространение колебаний амортизирующие прокладки.

Т.е. чем больше масса фундамента машины, тем меньше влияние динамических воздействий на окружающую среду.

В условиях интенсификации производства и повышения его эффективности, связанного с заменой технологического образования, актуальной является задача реконструкции или замены существующих старых фундаментов под машины.

Такая ситуация возникла при устройстве фундамента под пресс марки КГ-8048 на Жодинском кузнечном заводе тяжелых штамповок, при замене старого прессы меньшей мощности марки LSK-400.

Устройство фундамента нового прессы запроектированного институтом “Авторемпроект” предусматривало демонтаж старого фундамента, имеющего следующие параметры: размеры в плане 6,0×6,0 м, глубину заложения – 5,5 м. По просьбе руководства завода, в связи с большим объемом работ и сложного демонтажа существующего фундамента, был рассмотрен вопрос устройства нового фундамента сохранив при этом массив старого.

Параметры запроектированного институтом “Авторемпроект” нового фундамента следующие: размеры в плане 7,7×10,0 м, глубина заложения – 5,3 м, выполняется из монолитного железобетона. Фундамент запроектирован для машины неспокойного действия с динамическими нагрузками. Данные прессы по классификации от-

носятся к машинам неперiodического действия с возвратно – поступательными движениями, завершающимися отдельными ударами.

Основные требования, предъявляемые к фундаментам под такие машины, существенно отличаются от требований, предъявляемых к фундаментам конструкций зданий и сооружений. Это обусловлено тем, что они являются массивными конструкциями, работающими в условиях центрального или внецентренного сжатия (по случаю малых эксцентриситетов). Расчет прочности тела этих фундаментов в целом носит формальный характер, по технологическим требованиям эти фундаменты как правило имеют такие размеры, что удельное статическое давление на основании обычно весьма незначительно – порядка 0,2 – 0,6 кгс/см².

Главные требования к таким конструкциям в основном технологического свойства. В конструктивном отношении они должны обеспечивать прочность, устойчивость, выносливость и отвечать требованиям нормальной эксплуатации в течение нормированных срока службы. Это обеспечивается их жесткостью, монолитностью и массивностью.

Предложенные, на основании выполненных исследований, рекомендации по переустройству данного фундамента учитывают сохранение указанных конструктивных и технологических требований.

В отношении массивности этот параметр даже улучшается за счет увеличения глубины заложения на 200 мм, что позволяет увеличить массу фундамента на 38,5 тс, что в конечном счете позволяет уменьшить величину динамического воздействия на грунт основания.

Совместная работа сохраняемого массива старого фундамента с новым обеспечивается за счет установки на откосе старого фундамента жесткой распределительной стальной рамы, изготовленной из широкополочных двутавров марки 25Ш2 по ГОСТ 26020-83 из стали С255 по ГОСТ 27772-88 сваренных между собой в продольном и поперечном направлениях и снабженными ребрами жесткости из пластин – 80×6, L = 230 мм, расположенными с шагом 350 мм по длине. Кроме этого, жесткость и совместная работа обоих массивов фундамента ниже отметки (-4.200) обеспечивается установкой в подошве арматурных сеток, расположенных по периметру старого

массива выполненных из арматурных стержней диаметром 12 мм класса S400 (A3) с размером ячеек $s = 150$ мм в обоих направлениях, расположенных по высоте с шагом $S = 200$ мм.

Класс бетона по прочности на осевое сжатие нового массива фундамента, его армирование и расположение анкерных болтов должны соответствовать параметрам фундамента, разработанного институтом “Авторемпромпроект”.

Предлагаемое конструктивное решение устройства фундамента под пресс марки КГ-8048 позволяет:

1. Сохранить массив старого фундамента в объеме $46,0 \text{ м}^3$, что позволяет исключить трудоемкие работы по его демонтажу.

2. В таком же объеме $\sim 46,0 \text{ м}^3$ осуществляется экономия бетона на возведение нового фундамента.

3. При сохранении старого массива по подошве фундамента на площади $36,0 \text{ м}^2$ сохраняется ненарушенным уплотненное состояние существующего основания.

Т.е. с учетом перечисленных факторов, при сохранении конструктивных и технологических параметров фундамента, его переустройство, с учетом сохранения определенного массива старого фундамента практически осуществимо и экономически эффективно.

ЛИТЕРАТУРА

1. Прохоркин С.Ф., Возведение фундамента под машины и технологическое оборудование. – М.ж: Стройиздат, 1944. – 161с.

- 2.Савинов О.А., Современные конструкции фундамента под машины и их расчет. – Л.: Стройизд, 1979. – 199с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.012

**К ВОПРОСУ О ТЕХНИЧЕСКОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ И О ХАРАКТЕРЕ
ОБРАЗОВАНИЯ ДЕФЕКТОВ**

БОСОВЕЦ Ф.П., ЛОВЫГИН А.Н., ЕЛЕЦ А.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

При проектировании производственных зданий на нормативный срок службы 50-100 лет прогнозно учитываются все негативные условия воздействия на элементы здания, как от внешней среды, так и от внутренних воздействий, связанных с технологическим процессом производства. В этой связи применяются соответствующие материалы для кровель, типы несущих и ограждающих конструкций (деревянные, железобетонные, металлические), узлы сопряжения элементов, длины опирания и качество сварки. Немаловажную роль в сроках службы здания играют отопление, вентиляция, освещение (через зенитные или рамные фонари), тип водоудаления с крыш (внутренний, организованный или неорганизованный) и многие другие элементы и факторы, от которых существенно зависит образование дефектов и повреждений.

Долговечность сооружений оценивается продолжительностью работоспособного состояния и сроком службы основных несущих конструкций. Многочисленные наблюдения за состоянием конструктивных элементов зданий в процессе эксплуатации показыва-

ют, что со временем происходит циклические изменения их надежности от износа и старения материалов. Не редки случаи, когда за проектированные технологические условия производства со временем резко меняются. Известно, что износ зданий, эксплуатирующихся 40-50 лет, возрастает пропорционально прослужившему времени. Поэтому службы технической эксплуатации должны постоянно наблюдать за состоянием конструктивных элементов. Только систематическое и квалифицированное наблюдение за эксплуатацией зданий может обеспечить своевременный ремонт и предупредить аварийность. Согласно ТКП 45-1.04-208-2010 техническая служба эксплуатации здания должна оформлять и постоянно работать с одиннадцатью эксплуатационными документами. Но при обследовании зданий, построенных много лет назад, часто бывает, что не сохранилось никаких документов. В лучшем случае есть только планы, выполненные работниками БТИ без обозначения осей, привязок и размерных цепочек.

Далее в настоящей статье приводятся результаты общего и детального обследования производственного здания с описанием дефектов и повреждений. Сотрудники кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» БНТУ в 2010 году обследовали цех №3 предприятия «Полесьеэлектромаш». Цех №3 представляет собой одноэтажное 10-ти пролетное здание, прямоугольной формы в плане с размерами по крайним разбивочным осям 240×144 м. Здание расположено на северо-западной окраине г. Лунинца, РБ. Инженерно-геологические условия стройплощадки характеризуется невысокой прочностью мелких и средней крупности песков насыщенных водой. Здание запроектировано институтом «Белпромпроект» в 1982 году, а смонтировано в 1985 году. Все пролеты корпуса смонтированы из сборных железобетонных конструкций и разбиты температурно-деформационными швами (ТДШ) на температурные блоки длиной 120 м. Из 10-ти пролетов цеха только лишь 2 используются в производстве для цеха цветного литья металлов. Остальные 8 пролетов около 30 лет находятся в незавершенном строительстве. Основными несущими конструкциями корпуса являются сборные железобетонные элементы: центрифугированные колонны каркаса, безраскосные стропильные фермы покрытия и монолитные железобетонные ростверки свайных фундаментов. По фермам уложены сборные ребристые преднапряженные плиты размером 3х6 м.

Так как шаг колонн каркаса средних рядов принят 12 м, то по колоннам средних рядов уложены подстропильные железобетонные фермы, по которым смонтированы стропильные фермы с шагом 6 м.

Центрифугированные колонны имеют наружный диаметр 600 мм с толщиной стенки 70 мм. Колонны крайних рядов смонтированы с шагом 6 м, но сечение принято таким же, как и средних рядов. Высота колонн принята 8,4 м. К стропильным безраскосным фермам подвешены подвесные кран-балки грузоподъемностью 5т. Жесткость и устойчивость каркаса обеспечена в поперечном направлении работой рамы, а в продольном направлении диском покрытия и вертикальными связями по колоннам крайних и средних рядов. Для освещения средних пролетов многопролетного корпуса естественным дневным светом использованы зенитные фонари размеров 1,5×6 м, расположенные в покрытии с шагом 6 м вдоль цеха. Так как корпус расположен в низкой и заболоченной местности, фундаменты запроектированы свайными, в которых использованы забивные сваи сечением 300×300 мм длиной по 6-8 м. Под колоннами крайних рядов запроектированы ростверки размером в плане 1,6×1,6 м и толщиной 0,7 м. Под каждым таким ростверком расположено по 4 сваи. Под колоннами средних рядов размер ростверка принят 2,4×2,4 м и под ним расположен куст из 9-ти свай. Глубина заложения ростверков – 2,4м.

В качестве ограждающих конструкций использованы сборные стеновые панели: в цокольной части керамзитобетонные размером 1,8×6 м и толщиной 250 мм, а выше силикатобетонные размером 1,2×6 м и толщиной 200 мм. Участок цеха с функционирующим производством отделен от участка с незавершенным строительством кирпичной стеной толщиной 250 мм, усиленной пилястрами сечением 380×380 мм, расположенными через 3,0 м.

В восьмидесятых годах прошлого столетия в строительстве ОПЗ внедрялись тогда новые конструктивные элементы, в частности, центрифугированные железобетонные элементы – колонны кольцевого сечения. Производство таких элементов относится к ресурсосберегающим технологиям, где экономится металл, цемент и топливо на их изготовление. В центрифугированных элементах вместо трудоемкой и энергоемкой вибрационной технологии формирования использована экономичная и экологически чистая центрифуги-

рованная. Конструктивные элементы этой технологии были использованы на строительстве Луинецкого корпуса завода ОАО «Полесэлектромаш».

За почти 30-ти летний срок эксплуатации конструкций цеха цветного литья металлов и в корпусе незавершенного строительства накопилось значительное количество дефектов и повреждений. Известно, что все здания и сооружения, как в процессе эксплуатации, так и не эксплуатируемые подвержены двум группам воздействий:

1. Внешние воздействия – главным образом природные – такие, как солнечная радиация, колебания температуры, влажности, атмосферного давления, выпадение и воздействие атмосферных осадков.

2. Внутренние воздействия – вызванные технологическими процессами вредного производства или функциональным вибрационным воздействием.

Дефекты и повреждения конструктивных элементов, обнаруженные в эксплуатируемой части здания:

При осмотре колонн каркаса было обнаружено, что две колонны среднего ряда усилены на всю высоту от фундамента до оголовка цилиндрической облойкой. Из опроса работников – колонны имели продольные трещины, появившиеся во время монтажа, видимо, от попадания влаги и разморозения тонких стенок $t=70$ мм.

Стропильные фермы в производственном корпусе серии 1.463-3 вып.9

Покрываются черным налетом копоти толщиной 20 мм и производственной пылью 80-100 мм.

В местах протечки кровли фермы и плиты имеют следы замокания.

Трещин и повреждений в фермах не обнаружено, прогиб в фермах визуально просматривается, но его величина в пределах допустимой величины. Смещение ферм покрытия к осям колонн составляет 20-30 мм.

Плиты покрытия изготовлены из бетона класса С 25/30, с нижней стороны покрыты копотью слоем 0,5-2,0 мм и имеют масляные пятна от протечки масла в местах расположения вентилятора на крыше здания.

Малоуклонная кровля создана за счет использования на безраскосных фермах покрытия опорных столбиков и стальных стоек, на которые опираются плиты покрытия.

Крайние опорные стойки по фермам выполнены из стальных элементов №16-18. Иногда вместо швеллера использованы уголки. На каждую такую стойку опирается по 4 плиты. Глубина опирания в отдельных плитах недостаточна и составляет 20-30 мм, что может привести к срезу плиты.

Водоотвод с кровли выполнен внутренним и наружным. В наружной парапетной стене пробито отверстие и вставлена стальная горизонтальная труба. Вода из трубы при порывах ветра смачивает ограждающие конструкции наружных стен и размораживает стеновые панели.

По результатам вскрытия кровли установлена конструкция покрытия состоящая из:

1. 3 слоя наплавляемого рулонного материала – 15 мм;
2. 5 слоев рубероида на битумной мастике – 10 мм;
3. Цементно-песчаная стяжка – 80 мм;
4. Утеплитель из минераловатной плиты – 50 мм;
5. Пароизоляция – 1 слой рубероида – 2 мм.

Гидроизоляционный слой кровли хотя и отремонтирован, но имеет разрывы, вздутия, некачественное примыкание ковра к парапетным стенам, что способствует попаданию атмосферной влаги в слой утеплителя. От чего утеплитель потерял свои теплоизоляционные свойства и способствует длительному увлажнению потолка ребристых плит покрытия, где со временем проявляются химические и физические процессы воздействия на бетонные конструкции.

Химические воздействия на бетонные и железобетонные конструкции в первую очередь связаны с цементным камнем, когда растворяются в водной среде составные части цементного камня. Наиболее распространенным случаем такого коррозионного воздействия является выщелачивание водой гидрата окиси кальция $\text{Ca}(\text{OH})_2$, что приводит к пористости цементного камня и снижению его прочности.

Химическая коррозия второго вида проявляется в образовании легкорастворимых или аморфных размываемых водной веществ при взаимодействии цементного камня с агрессивными растворами,

что вызывается действием неорганических кислот. Практически любая кислота растворяет цементный камень.

Цементный камень ещё подвержен разрушению от внутренних напряжений при накоплении в порах и капиллярах малорастворимых солей в результате кристаллизации продуктов химической реакции.

Накопление строительного и технологического мусора на плитах покрытия способствует их перегрузке.

В стеновом ограждении зафиксированы следующие дефекты – 50% вертикальных и горизонтальных швов выветрены, через которые влага поступает внутрь цеха и способствует образованию коррозии бетона и закладных деталей. Кроме того, стеновые панели с наружной стороны были облицованы глазурированной плиткой. Плитка во многих местах отслоилась и оголила рабочую арматуру панелей. В углах стыкования стеновых панелей продольных и поперечных стен выполнялась защитная кирпичная кладка в виде кирпичных столбиков сечением 250×250 мм. 50% таких кирпичных столбиков обрушились.

Заполнение оконных проемов выполнено деревянными спаренными переплетами с двойным остеклением. Со временем между оконной коробкой и элементами стенового ограждения образовались щели по 30-50 мм. Откосы из цементно-песчаного раствора и отливы из оцинкованной жести обрушились. За длительное время эксплуатации деревянные переплеты не покрывались своевременно лакокрасочными защитными покрытиями, поэтому покоробились, рассохлись, а по углам перекошились, в нижней части поражены грибами. Оконные блоки держатся на отдельных гибких связях и в состоянии в любой момент выпасть из оконного проема.

Полы в производственной части выполнены бетонными, но не везде соблюдена их горизонтальность. На поверхности полов от механических повреждений наблюдается много выбоин.

Вдоль наружных стен вокруг здания выполнена асфальтобетонная отмостка шириной 800 мм. Отмостка со временем сдачи объекта в эксплуатацию не ремонтировалась, повсеместно образовались просадки оснований под отмосткой, что привело к образованию многочисленных трещин и разрушению.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-1.04-208-2010 Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации.
2. Бедов А.Н, Саприкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. Учебное пособие М.: Издательство АСВ, 1995.
3. Гучкин Н.С. Диагностика повреждений и восстановление эксплуатационных качеств конструкций М.: Издательство АСВ, 2001.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК72.03(450)

ИЗ ИСТОРИИ РАЗРУШЕНИЙ ГОТИЧЕСКИХ ХРАМОВ

БУДЫКО Н.С.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

История знает примеры архитектурных сооружений, которые начинали разрушаться в процессе самого строительства или практически сразу после начала строительства. Самым известным примером является падающая башня в итальянском городе Пиза, которая начала клониться сразу после начала строительства. Ее возведение растянулось на столетия, а истинную причину все увеличивающегося отклонения от вертикальной оси, составившее к середине XX века больше 5 м, выявили только после длительных тщательных исследований. Причиной оказалась повышенная деформативность грунтов.

Менее известен французский храм Святого Петра в Бове (см. рис. 1, 2). Строительство его начали в середине XIII века – в период высокой готики, через несколько лет после начала строительства грандиозного храма Богоматери в Амьене.

По первоначальному замыслу собор и Бове должен был представлять в плане латинский крест с несильно выступающим трансептом, круговым обходом хора (дезамбулаторием) и венцом капелл.

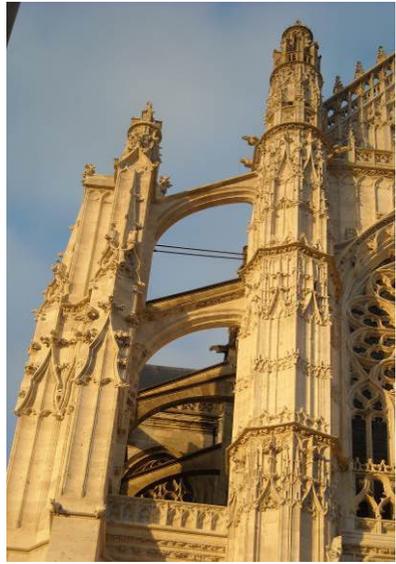


Рис. 1. Фасад храма в Бове

Это была наиболее распространенная схема готического храма зрелой готики Франции. Возведение храма начали со строительства хора. По распоряжению епископа своды центрального нефа подняли на высоту 48 метров, превышающую высоту сводов храма в Амьене, чтобы новый собор Св. Петра был самым высоким. К 1272 году закончили строительство хора, а через несколько лет после возведения хоров, часть сводов обрушилась. Конструкцию храма подвергли пересмотру: расстояние между опорами уменьшили в два раза – с 9 до 4,5 м., соответственно увеличив вдвое количество контрфорсов. Зачем строительство неоднократно останавливалось на весьма долгий срок (Франция вела Столетнюю войну с Англией). К 1500 году были построены хор и трансепт. Нефы с запада от трансепта возведены не были, то есть план храма представлял собой букву Т. Над средокрестием возвели башню значительной высоты в 153 метра, которая через четыре года рухнула.

Современники сталкивались с опасностью разрушению храмов и раньше. Известно, что в начале XIV в. возникла необходимость в обследовании сводов собора в Шартре, строительство которого закончили в середине XIII века и часовни Сен Шапель в Париже. Эксперты отметили необходимость укрепления аркбутанов и

нервюры сводов в Шартре, которые вызвали опасения в устойчивости свода. Ревизия Сен-Шапель в это же время показала, что нервюры свода апсиды были укреплены металлическими элементами, как полагают, еще в процессе строительства. Из сохранившихся описаний состояния конструкций экспертами видно, что оценивалось состояние каждого отдельного элемента: фиксировалось расхождение швов, наличие трещин. Такой подход был типичен для средневековья, когда работа всей конструкции рассматривалась не как единое целое, а как самостоятельная работа каждого отдельного элемента.

Исследования готических конструкций начались после разрушений Первой мировой войны, в результате бомбардировок которой пострадало много средневековых храмов. Изучение пострадавших конструкций показало, что разрушения основных элементов каркаса происходило далеко не всегда там, где это можно было ожидать: своды и стены разрушались, а вертикальные опоры и нервюры сохраняли свою целостность. И наоборот: нервюры разрушались, а своды без главного конструктивного элемента (как считалось) держались. Авторы высказывали различные предположения относительно важности тех или иных элементов в конструкции сооружения. В конечном итоге после анализа разрушений большинство исследователей сошлись во мнении, что главными элементами, которые обеспечивают сохранность и надежность сооружения, служат столбы и контрфорсы. Признанная конструктивная система готического храма подверглась переоценке.

Следует отметить, что в течение XIX- начале XX веков основами теории сооружений служили труды Л.М.А. Навье, французского ученого, создателя теории упругости, носящей его имя и применяемой и по сей день. Теория упругости не давала ответа на вопрос о причинах разрушения храмов. В конце 30-х годов XX века была разработана теория разрушения конструктивных элементов под руководством русского ученого А.Ф. Лолейта, которая была востребована по начало 50-х годов. Анализ разрушений Второй мировой войны подтвердил теорию разрушения конструктивных элементов и невозможность теории упругости быть единственной основой при проектировании сооружений.

Храм в Бове неуклонно продолжал разрушаться. Об этом говорят железные тязи, которыми были вынуждены скрепить аркбутаны

(дата их установки неизвестна). Однако новый взгляд на разрушение конструкций дал основание инженерам убрать их за ненадобностью, что и было сделано в 60-е годы XX в. Однако из-за новых разрушений – между хором и трансептом образовалась трещина – их вновь установили, заменив железо на сталь. Предполагают, что образованию расхождения между двумя объемами, расположенными в плоскостях перпендикулярных друг другу, способствовала ветровая нагрузка. Замена железных тяг на стальные вызвала появление дополнительных трещин. Как полагают из-за меньшей пластичности стали.

Новая теория расчета конструкций по предельным состояниям, разработанная под руководством Л.Л. Гвоздева к середине XX в, дала возможность исследователям рассчитать готические конструкции по предельным состояниям. Расчет инженера Дж. Хеймена в 60-е годы показал фактическую работу конструкций. Однако Г. Коуэн, проанализировавший большое количество результатов исследований, проводившихся на протяжении существования проблемы разрушения готических конструкций, считает, что такие факторы как усадка, температурные деформации, ползучесть были недостаточно учтены при расчете. Он выдвинул предположение, что некоторые элементы средневековых храмов, в частности аркбутаны и контрфорсы были необходимы, являясь и важной декоративной формой, а нервюры не являлись каркасом свода, но работали с ним как единое целое. И опять нужно отметить отсутствие единства мнений по поводу работы конструкций готического храма. В значительной мере это объясняется и тем фактом, что средневековые строители не умели точно рассчитывать конструкции. Об этом говорят и слишком разные запасы прочности различных сооружений и их элементов.

Собор в Бове требует усиления конструкций постоянно. Сейчас в северном плече трансепта установлено четыре горизонтальные распорные фермы, расположенные на разной высоте (рис. 3).

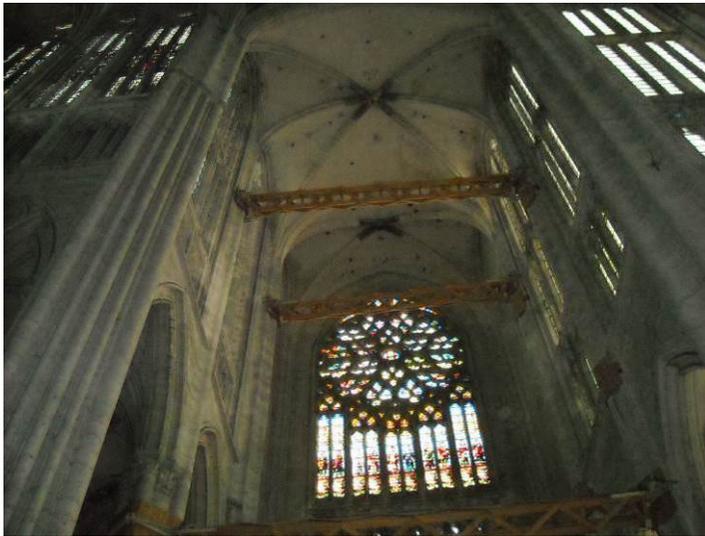


Рис. 3. Установленные фермы в интерьере храма

Их установка должна предотвратить обрушение трансепта. Наличие горизонтальных распорных ферм позволяет воспринимать как сжимающие, так и растягивающие усилия, что является одной из важнейших задач – обеспечение несмещаемости опор сводов. Изучение храма и его конструкций продолжаются и сейчас: французские и иностранные инженеры проводят исследования с привлечением самых современных технологий, конечной целью которых является выявление причин разрушений и нахождение оптимального решения для сохранения конструкций храма. Может быть нас ждет новое открытие?

ЛИТЕРАТУРА

1. Всеобщая история архитектуры; в 12т.– Л.-М: Издательство литературы по строительству, 1966.– Т.4; Архитектура Западной Европы. /Средние века.– 694 с, ил.
2. Дюк, В. Беседы об архитектуре / Виоле ле Дюк; пер.с франц. А.А. Сапожниковой; под ред. А.Г. Габричевского.–М.: Всеобщая Академия архитектуры, 1973.–278 с, ил.
3. Коуэн, Г.Дж. Мастера строительного искусства: История проектирования сооружений и среды обитания со времен Др. Егип-

та до XIX в. / Генри Дж. Коуэн; пер. с англ. Д.Г. Копелянского; под ред. Л.Ш. Килимника. – М.: Стройиздат, 1982. – 240 с., ил.

4. Лясковская О.Л. Французская готика. Архитектура. Скульптура. Витражи / О.А. Лясковская. – М.: Искусство, 1973. – 173 с, ил.

5. Мартин Дейл, Э. Готика / Эндрю Мартиндейл; пер. А.Н. Богомякова, М.: изд. Слово /Slovo, 2001. – 288 с, ил.

6. Шуази, О. История архитектуры / Огюст Шуази; пер. с франц. Е.Г. Денисовой. Общ. ред. Ю.К. Милонова и А.А. Сидорова. М.: Издательство В.Шевчук, 2002. – Том 2. – 708 с.

7. Bonnet-Laborderie. Ph., Decouvrir la Cathedrale Saint-Pierre de Beauvais/ Philippe. Bonnet- Laborderie. – Paris: 2000. – 246 p.

8. <http://www.beauvais-cathedralale.fr/docs/vpah-cathedralale.pdf>.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 624.01/. 04

**К ВОПРОСУ ОЦЕНКИ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
НА ОСНОВЕ ИНДИКАТОРНОГО МЕТОДА**

ВАСИЛЬЕВ А.А.

Белорусский государственный университет транспорта
Гомель, Беларусь

Важнейшими факторами, определяющими долговечность эксплуатирующихся железобетонных элементов (ЖБЭ) являются коррозионные процессы в бетоне и стальной арматуре, являющиеся в первую очередь, следствием воздействия агрессивности внешней среды. При практически одинаковом внешнем виде бетона, техническое состояние ЖБЭ, за счет различного течения коррозионных процессов может разительно отличаться (рисунки 1–4).

Основным видом коррозии бетона ЖБЭ, эксплуатирующихся в различных воздушных средах, является карбонизация. При карбонизации бетона происходят структурные изменения цементного камня, вызывающие деградацию бетона и снижение его защитных свойств по отношению к стальной арматуре. Значительная толщина защитного слоя и щелочная среда самого бетона обеспечивают ему наличие защитных свойств по отношению к стальной арматуре сразу после изготовления бетона. Однако, в процессе эксплуатации химические свойства цементного камня бетона постоянно изменяются, приводя к постепенному снижению щелочности от поверхности

вглубь бетона. Таким образом, процесс коррозионного разрушения ЖБЭ начинается с ее поверхности. В первую очередь теряет свои эксплуатационные свойства бетон защитного слоя. Изменение его структуры происходит без видимых повреждений, коррозия стальной арматуры начинается внутри бетона.



Рис. 1. Фрагмент колонны крайнего ряда

Условия эксплуатации – общественное здание. Срок эксплуатации – 10 лет. Стальная арматура находится в пассивном состоянии, следы коррозии отсутствуют



Рис. 2. Фрагмент колонны крайнего ряда

Условия эксплуатации – сельскохозяйственное здание. Срок эксплуатации – 18 лет. Поверхностная коррозия стальной арматуры, на отдельных участках интенсивная



Рис. 3. Фрагмент

продольных ребер плит покрытия
Условия эксплуатации – сельскохозяйственное здание. Срок эксплуатации – 30 лет. Поверхностная коррозия стальной арматуры высокой степени интенсивности



Рис. 4. Фрагмент балки покрытия

Условия эксплуатации – промышленное здание. Срок эксплуатации – 25 лет. Пластинчатая коррозия стальной арматуры высокой степени интенсивности

Образующиеся продукты коррозии стали занимают в 2–2,5 раза больший объем, чем слой прородированного металла, и вызывают развитие растягивающих напряжений в бетоне, превышающих его прочность, в результате чего образуются трещины в защитном

слое, ориентированные вдоль корродирующих стержней. Их образование облегчает доступ агрессивных агентов к стальной арматуре и ускоряет, как правило, ее коррозию. В дальнейшем, при отсутствии защитных и восстанавливающих мероприятий, развитие коррозии стальной арматуры приводит к отслаиванию и разрушению защитного слоя, нарушению сцепления арматуры с бетоном и падению несущей способности конструкции. Для изгибаемых элементов потеря несущей способности от нарушения сцепления стальной арматуры с бетоном составляет 30–35 % [1]. Последующее интенсивное коррозионное разрушение стальной арматуры приводит к полной потере несущей способности конструкции (при практически сохранившемся бетоне в более глубоких слоях) и созданию аварийной ситуации.

Для оценки карбонизации бетона в Европе сегодня используются такие нормативные документы как EN 13295: 2004 «Продукты и системы защиты и ремонта бетонных конструкций. Методы испытания. Определение стойкости и карбонизации», EN 14630: 2006 «Продукты и системы для защиты и восстановления бетонных конструкций. Метод тестирования. Определение глубины карбонизации в затвердевшем бетоне фенолфталеиновым методом».

В соответствии с ними карбонизация бетона оценивается индикаторным методом – фенолфталеиновым тестом (ФФТ). Его применение считается возможным, поскольку в соответствии с общепринятыми представлениями карбонизация развивается линейно с поверхности вглубь бетона, при этом реакция карбонизации происходит в узкой (около 1 мм) зоне. Скорость карбонизации определяется диффузионными процессами. Процесс карбонизации рассматривается как конечный во времени и по сечению бетона. На основе определения толщины нейтрализованного слоя бетона фенолфталеиновым тестом выведено основное уравнение карбонизации бетона и построена модель карбонизации [1].

При использовании ФФТ на скол бетона с помощью капельницы или пипетки наносят 0,1%-ый раствор фенолфталеина в этиловом спирте. При изменении pH от 8,3 до 14 окраска индикатора изменяется от бесцветной до ярко-малиновой. Свежий излом образца бетона в карбонизированной зоне после нанесения на него раствора фенолфталеина имеет серый цвет, а в некарбонизированной зоне приобретает ярко-малиновую окраску. Считается, что бетон в не-

окрашенной зоне нейтрализован и потерял свои защитные свойства по отношению к арматуре, а в окрашенной – находится в удовлетворительном состоянии. Примерно через минуту после нанесения индикатора измеряют линейкой с точностью до 0,5 мм расстояние от поверхности образца до границы ярко окрашенной зоны в направлении, нормальном к поверхности. Измеренная величина есть глубина карбонизации бетона.

На сегодняшний день нет единого мнения о граничном значении показателя рН при котором бетон можно считать карбонизированным. Большинство исследователей считают, что бетон полностью карбонизируется при $\text{pH} \approx 9$, однако в научной литературе приводятся и другие значения [2]. По исследованиям В. И. Бабушкина бетон теряет свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре при $\text{pH} < 11,8$ [4]. Лабораторные исследования авторами [5] фенолфталеиновым тестом (ФФТ) образцов бетона (порошков, полученных из различных длительно эксплуатируемых конструкций) показывают, что значение границы перехода окраски карбонизированного слоя соответствует показателю $\text{pH} \approx 10,3$, т.е., по ФФТ бетон нейтрализуется при $\text{pH} \approx 10,3$.

Необходимо отметить, что при использовании ФФТ линия, ограничивающая фронт карбонизации, даже при достаточной однородности бетона, получается извилистой, поэтому значения средней глубины карбонизации зачастую отличаются от максимальной до двухсот и даже более процентов (рисунок 5). А коррозионные процессы различной интенсивности в стальной арматуре присутствуют в зоне, в которой по индикаторному тесту бетон сохраняет свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре (рисунок 6).

Многолетние авторские исследования ЖБЭ как в реальных условиях эксплуатации, так и в лабораторных условиях [2,3] позволили сделать следующие выводы:

– карбонизация не развивается широким фронтом с жесткой границей, делящей бетон на карбонизированный и «здоровый», а продолжается все время эксплуатации конструкций и развивается с поверхностных слоев вглубь бетона конструкций по сложной экспоненциальной зависимости (степень карбонизации бетона максимальна в поверхностных слоях и достигает 90 %);

– изменение показателя рН по сечению бетона также происходит по сложной зависимости: медленное снижение из глубины в сторону поверхности бетона и затем резкое падение. Показатель щелочности значительный промежуток времени остается постоянным, либо снижается очень незначительно. Этот период длится в течение 2–10 лет, а иногда достигает нескольких десятилетий (при незначительном изменении показателя рН), и его можно отнести к инкубационному периоду. Он зависит от концентрации CO_2 в атмосфере, пористости бетона, его структуры (т. е. В/Ц, характера заполнителей и добавок, вида и расхода вяжущих), условий твердения и, главное, – от условий эксплуатации.



Рис. 5. Скол бетона
Неоднородная (по толщине) линия, определяющая границу карбонизации бетона по ФФТ



Рис. 6. Фрагмент ЖБЭ
Сплошная поверхностная коррозия конструктивной стальной арматуры на участках, где по ФФТ бетон сохранил свои защитные свойства

В качестве примера оценки защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре различными методами на рисунке 7 приведены результаты исследования изменения во времени по сечению бетона показателя рН однотипных элементов – крайних и средних колонн коровника, эксплуатировавшегося в течение 35 лет.

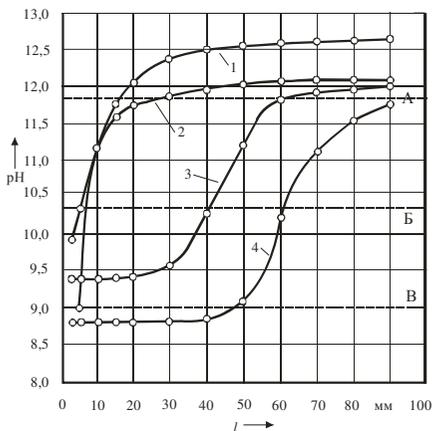


Рис. 7. Экспериментальные зависимости $l - \text{pH}$ для колонн крайних и средних рядов:

- 1– колонна №1 крайнего ряда (сеч. 200×200 мм);
- 2– колонна №2 крайнего ряда (сеч. 200×200 мм);
- 3– колонна №3 среднего ряда (сеч. 400×400 мм);
- 4– колонна №4 крайнего ряда (сеч. 400×400 мм)

При анализе полученных графиков по рН-метрии (см. рис. 7, линию «А») видно, что бетон колонн потерял защитные свойства на глубину: № 1 – ≈ 15 , № 2 – ≈ 20 , № 3 – ≈ 55 , № 4 – ≈ 90 мм. Анализируя графики по ФФТ (см. рис. 7, линию «Б»), получаем, что бетон колонн потерял защитные свойства на глубину: № 1 – ≈ 5 , № 2 – ≈ 8 , № 3 – ≈ 42 , колонны № 4 – ≈ 62 мм.

При анализе графиков в соответствии с общепринятыми воззрениями (бетон карбонизируется и теряет свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре при $\text{pH}=9$) получаем, (см. рис. 7, линию «В») что бетон колонн потерял защитные свойства на глубину: № 2 – ≈ 5 , № 4 – ≈ 50 мм, а бетон колонн №1 и 3 сохранил свои защитные свойства по всему сечению.

Приведенные кривые показывают, что разница в определении толщины нейтрализованного бетона составляет до 300 % (колонна №2), а для колонны №4, несмотря на то, что бетон прокарбонизировал на большую часть сечения, ее в процентном отношении определить невозможно.

В качестве примера определения состояния защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре на рисунках 8 – 10 представлены результаты исследования изменения показателя рН как сразу после ТВО, так и после хранения образцов бетона в различных атмосферных условиях.

Исследовали кубики сечением 100×100×100 мм, выполненные в заводских условиях из бетонов классов по прочности $C^{20}/_{25}$ и $C^{30}/_{37}$. Составы бетонов приведены в таблице 1.

Таблица 1 - Составы образцов бетона

Ориентировочный класс бетона по прочности на сжатие	Состав смеси, кг/м ³				
	Ц	П	Щ	В	С-3, К=10,0 %
C ³⁰ / ₃₇	540	610	1270	135	34
C ²⁵ / ₃₀	420	620	1270	135	12
C ²⁰ / ₂₅	365	750	1270	135	15

После изготовления кубики подвергали тепловлажностной обработке (ТВО) по стандартному режиму. Затем их хранили в различных атмосферных условиях: в эксикаторе (Э), в помещении лаборатории (П), при $t = 16 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ и $w = 45...55 \%$. Атмосферные условия (А) в помещении лаборатории были созданы следующим образом: два раза в день кубики погружались в воду, после чего устанавливались на деревянные подставки под вентилятор, таким образом, кубики ежедневно проходили двойной цикл увлажнения и высыхания.

Было испытано по три серии образцов для каждого класса бетона по прочности.

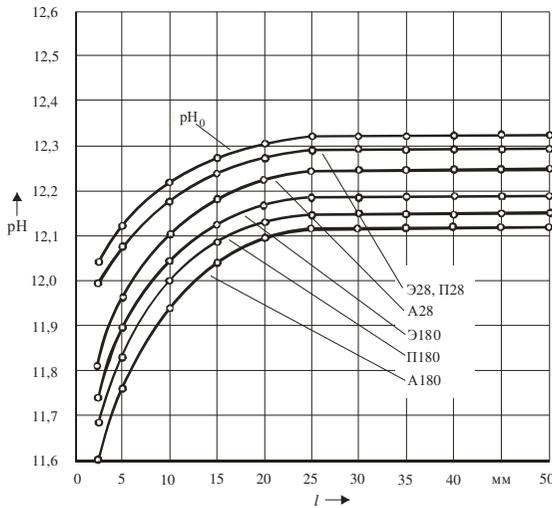


Рис. 8. Усредненные значения изменения показателя pH по сечению бетона класса по прочности C²⁰/₂₅:

pH₀ – сразу после ТВО; Э28, П28, А28 – после хранения 28 суток, соответственно, в эксикаторе, в помещении, в условиях открытой атмосферы; Э180, П180, А180 – после хранения 180 суток, соответственно, в эксикаторе, в помещении, в условиях открытой атмосферы

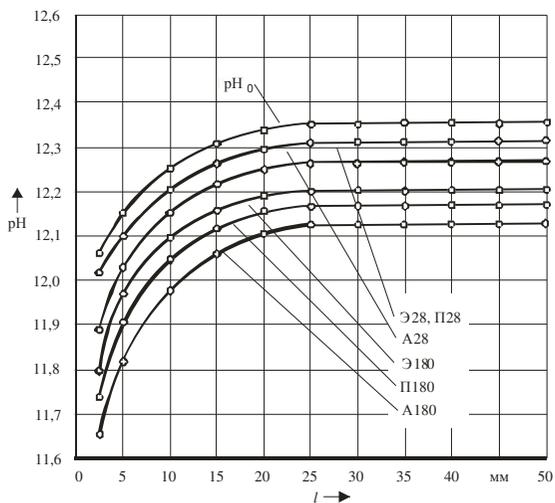


Рис. 9. Усредненные значения изменения показателя pH по сечению бетона класса по прочности $C^{25}/_{30}$: pH_0 – сразу после ТВО; Э28, П28, А28 – после хранения 28 суток, соответственно, в эксикаторе, в помещении, в условиях открытой атмосферы; Э180, П180, А180 – после хранения 180 суток, соответственно, в эксикаторе, в помещении, в условиях открытой атмосферы

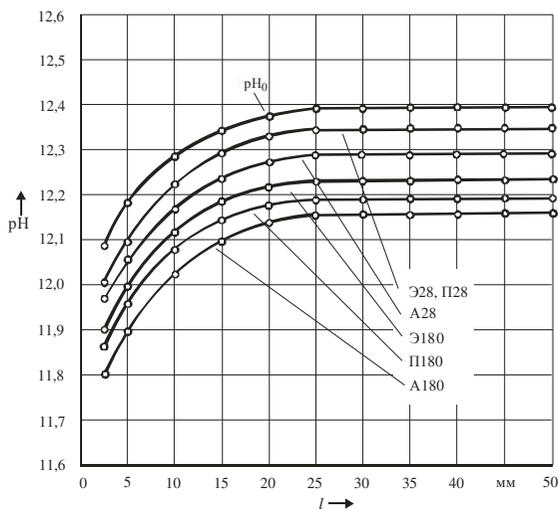


Рис. 10. Усредненные значения изменения показателя pH по сечению бетона класса по прочности $C^{30}/_{37}$: pH_0 – сразу после ТВО; Э28, П28, А28 – после хранения 28 суток, соответственно, в эксикаторе, в помещении, в условиях открытой атмосферы; Э180, П180, А180 – после хранения 180 суток, соответственно, в эксикаторе, в помещении, в условиях открытой атмосферы

Анализ полученных зависимостей показал:

- по ФФТ бетон не карбонизирован и по всему сечению сохраняет свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре;

- характер распределения показателя рН по сечению бетона сразу после его изготовления с применением ТВО и последующим хранением в различных атмосферных условиях идентичен для различных классов бетона по прочности (составов бетона);

- распределение показателя рН по сечению бетона подчиняется сложной экспоненциальной зависимости;

- на глубине более 25 мм независимо от класса бетона по прочности и условий хранения образцов показатели щелочности поровой жидкости стремятся к постоянным значениям. В поверхностных слоях (0–20 мм) наблюдается резкое снижение показателя рН;

- сразу после изготовления бетона (с применением ТВО) в зоне расположения арматуры (20–25 мм) бетон сохраняет защитные свойства по отношению к стальной арматуре ($\text{pH} > 11,8$);

- условия хранения значительно сказываются на изменении показателя щелочности поровой жидкости. Так, через 180 суток хранения бетонных образцов для различных классов бетона по прочности при хранении в эксикаторе значения показателя рН в зоне расположения арматуры (20–25 мм) уменьшились на 0,13–0,16, а при хранении в атмосферных условиях – на 0,20–0,24.

Приведенное выше показывает, что применение ФФТ позволяет очень условно определять глубину карбонизации бетона. Индикаторный метод не дает возможности количественно оценивать показатель рН в зоне расположения стальной арматуры, детально судить об его изменении в нейтрализованной зоне и за ее пределами и, как следствие, – о состоянии защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре. Таким образом, он не позволяет объективно оценивать и прогнозировать карбонизацию, и, следовательно, тем более, техническое состояние ЖБЭ.

Для объективной оценки карбонизации бетона и ее влияния на изменение состояния его защитных свойств по отношению к стальной арматуре, требуется не только и не столько внедрение существующих европейских стандартов, а разработка Национальных приложений с методиками оценки и прогнозирования карбонизации бетона, основанными на результатах исследования изменения физических свойств бетона во времени и по сечению реальных ЖБЭ,

эксплуатирующихся длительные сроки в различных воздушных средах. В основе методик должен быть положен физический метод (рН-метрия), позволяющий оценивать состояние защитных свойств бетона по отношению к стальной арматуре не только в зоне ее расположения, но и по сечению бетона, что даст возможность с высокой степенью точности анализировать коррозионные свойства бетонов, как стандартных составов, так и вновь создаваемых, модифицированных комплексными добавками и значительно повысить объективность оценки и прогнозирования технического состояния ЖБЭ, эксплуатирующихся в различных воздушных средах и выбора мероприятий по их восстановлению.

ЛИТЕРАТУРА

1. Алексеев, С.Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С. Н. Алексеев, Н. К. Розенталь. – М. : Стройиздат, 1976. – 205 с.
2. Васильев, А.А. Карбонизация и оценка поврежденности железобетонных конструкций : [монография] / А.А. Васильев ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2012. – 263с. – ISBN 978-985-468-978-4/.
3. Васильев А.А. Карбонизация бетона (оценка и прогнозирование): [монография] / А. А. Васильев ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2013. – 304 с.
4. Бабушкин, В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона / В. И. Бабушкин. – М. : Стройиздат, 1968. – 187 с.
5. Кудрявцев, И.А. Исследование карбонизации железобетонных конструкций с длительным сроком эксплуатации / И. А. Кудрявцев, В. П. Богданов // Материалы, технологии, инструменты. – 2000. – Т. 5, № 3. – с. 97–100.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 693.22.004.18

**ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ НЕЗАВЕРШЕННОГО СТРОИТЕЛЬСТВОМ
АДМИНИСТРАТИВНОГО ЗДАНИЯ
ПО УЛ. НЕМИГА, 14 В Г. МИНСКЕ**

ЗВЕРЕВ В.Ф., ПЕЛЮШКЕВИЧ А.И., КАЗАЧЕНКО Н.Я.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

В апреле - мае 2012 года авторами статьи было выполнено обследование строительных конструкций незавершенного законсервированного строения (здания административно-хозяйственного) по ул. Немига, 14 в г. Минске. Обследование выполнялось с целью оценки технического состояния конструкций в связи с разработкой проектно-сметной документации на завершение строительства здания и частичной надстройки дополнительного этажа.

Исследуемый объект: «Жилой комплекс №3 по ул. Немига, 14, Городское агентство воздушных сообщений, блок №2» расположен на пересечении улиц Немига и Романовская слобода.

Здание блока №2 – разновысотное: двухэтажное - в осях «А-Ж/1-8»; трехэтажное – в осях «А-Ж/8-12»; прямоугольной в плане формы, с подвалом и плоской рулонной кровлей.

Максимальные размеры здания в плане – 47.4×36.0 м. Высота подавала (от пола до пола) составляет 3.5 м; 1-ого и 2-ого этажей – 4.2 м; 3-его этажа – 3.3 м.

В центре здания в осях «В-Д/5-8» имеется двухсветное пространство размером 18.0x12.0 м, освещение которого осуществляется зенитными фонарями.

Сообщение между этажами осуществляется по пяти внутренним лестничным клеткам, расположенным в осях «1-3»; «8-9» и «10-12».

Конструктивная схема здания – с неполным железобетонным каркасом: наружные стены здания – кирпичные; внутренний каркас здания запроектирован по связевой схеме с шарнирным сопряжением ригелей с колоннами по серии 1.020-1/83.

Строительство здания велось в 1990-1994 годах, однако здание достроено не было.

В настоящее время здание не эксплуатируется, находится в недостроенном состоянии. Возведены были следующие конструктивные элементы: фундаменты; наружные и внутренние стены, перегородки; сборный железобетонный встроенный каркас; перекрытия и покрытие; лестничные марши и площадки; кровельное покрытие; остекление световых проемов; наружная отделка здания (частично).

Работы по устройству полов, внутренней отделки помещений, монтажу систем инженерных коммуникаций – не выполнены.

Акт о консервации строящегося объекта и акт приемки-передачи законсервированного объекта Заказчиком предоставлен не был.

В результате визуального и инструментального исследования, вскрытия отдельных участков кровли, анализа полученных данных и оценки их соответствия нормативной документации установлено следующее.

- кровля здания рулонная, утепленная, с внутренним организованным водостоком.
- уклон кровли обеспечен за счет изменения толщины слоя *разуклонки* из насыпного керамзитового гравия.
- *водоизоляционный рулонный ковер* выполнен из 1-3 слоев рубероида на картонной основе и одного ремонтного слоя битумно-полимерного материала с заводской защитной посыпкой.

Примыкания рулонного ковра к вентиляционным шахтам и стенам парапета выполнены с выводом ковра на вертикальные поверхности на высоту ~ 200..350 мм без механического крепления металлическими фартуками.

Выявлены многочисленные места отслоения водоизоляционного ковра от вертикальных стенок парапета.

Поверхность кровли имеет многочисленные местные неровности, отклонения от плоскости кровли, величины которых значительно превышают допуски, что обусловлено низким качеством работ, в результате чего имеются многочисленные протечки.

Основными несущими конструкциями покрытия и перекрытий здания являются сборные железобетонные многопустотные и ребристые плиты.

Сборные железобетонные многопустотные плиты соответствуют конструкциям, запроектированным по сериям 0-312 и 1.041.1-3. Плиты уложены на полки сборных железобетонных ригелей.

Большинство плит имеют длину 5.6 м и два типоразмера по ширине – 1.2 и 1.5 м.

Для создания пространственной жесткости перекрытий между колонами уложены связевые плиты, шириной 1.5 м. Между связевыми плитами уложены сборные железобетонные многопустотные пролетные плиты шириной 1.2 и 1.5 м.

В результате контрольных вскрытий установлено армирование конструкций. Встречается как стержневая арматура (серия 1.041.1-3), так и канаты (серия 0-312).

Прочность бетона многопустотных плит покрытия и перекрытий по результатам неразрушающего контроля составляет 25.9..27.2 МПа, что соответствует классу $C^{16}/_{20}$.

В здании уложены сборные железобетонные одно- и двухполочные ригели таврового сечения длиной 5560 мм; высота – 450 мм..

Средняя прочность бетона ригелей по результатам неразрушающего контроля составляет 37.2..38.5 МПа (класс $C^{25}/_{30}$).

Двухполочные ригели – предварительно напряженные, армированные стержневой арматурой 4Ø20AtV. Однополочные ригели – ненапряженные, армирование по результатам контрольных вскрытий – 4Ø22AIII.

В результате расчетов определена нагрузка, которую могут воспринимать ригели (без учета собственного веса): двухполочные – 70 кН/п.м.; однополочные – 40 кН/п.м.

Средняя прочность бетона ригелей по результатам неразрушающего контроля составляет 37.2..38.5 МПа (класс $C^{25}/_{30}$).

Несущими конструкциями покрытия фонарной части здания в

осях «В-Д/1-8»; а также участка здания в осях «В-Д/1-5» являются сборные железобетонные ребристые плиты размером 12.0×3.0(1.5)×0.45 м (серия 1.465.1-3/80), армированные – 4Ø28АШв для плит (12.0×3.0×0.45 м); – 4Ø25АШв для плит (12.0×1.5×0.45 м). Прочность бетона плит – 31.5..34.3 МПа.

К выявленным дефектам конструкций покрытия и перекрытий следует отнести оголение арматурных сеток полов плит и их намокание вследствие протечек кровельного покрытия.

При проведении обследования плит перекрытий и ригелей трещин, сверхнормативных прогибов и иных дефектов силового характера не выявлено. Узлы опирания плит перекрытия на ригели и кирпичные стены не имеют дефектов и повреждений.

По осям «2», «4» и «5» выполнены монолитные железобетонные 2-хъярусные рамы, состоящие из колонн и ригелей.

В уровне подвального этажа – рамы 2-хпролетные, в уровне 1-ого этажа – однопролетные. Колонны монолитных рам по осям «В» и «Д» имеют сечение 400×450 мм и примыкают к сборным колоннам каркаса здания.

Крепление монолитных колонн к сборным осуществляется путем приварки к закладным деталям анкерных стержней.

Колонны рам в уровне подвального этажа по оси «Г» - сборные железобетонные сечением 400×400 мм.

В результате контрольных вскрытий определено армирование монолитных колонн: 1-ый этаж – 4Ø25АШв; подвал – 4Ø25АШ+4Ø16АШ, поперечное армирование – Ø8АІ, шаг – 300 мм. Прочность бетона колонн составляет 31.3..33.5 МПа, что соответствует классу $C^{20}_{/25}$.

Ригели монолитных рам в уровне перекрытия над подвалом - прямоугольного сечения 400x280(h) мм, пролет – 6.0 м.

Ригели рам в уровне перекрытия над 1-ым этажом – таврового сечения высотой 750 мм, пролет – 12.0 м. Армирование ригеля выполнено стержневой арматурой – 8Ø32АШ. Средняя прочность бетона ригелей составляет 32.1..33.8 МПа, что соответствует классу $C^{20}_{/25}$.

При проведении обследования монолитных рам трещин, сверхнормативных прогибов и иных дефектов силового характера выявлено не было.

К выявленным дефектам монолитных рам следует отнести недо-

статочный защитный слой бетона до поперечной арматуры ригелей и наличие участков с плохо провибрированным бетоном.

Каркасы ригелей смещены вниз или вплотную к боковой грани, вследствие этого образуется недостаточный защитный слой до поперечной арматуры.

В здании смонтированы сборные железобетонные консольные колонны сечением 400×400 мм.

В результате контрольных вскрытий определено армирование колонн – 4Ø20АШ, поперечное армирование – Ø10АШ, шаг – 400 мм. Средняя прочность бетона колонн по результатам неразрушающего контроля составляет 19.8..21.2 МПа.

Сборные железобетонные колонны не имеют повреждений или дефектов и находятся в удовлетворительном техническом состоянии.

Наружные продольные и поперечные стены здания выложены из керамического эффективного кирпича на цементно-песчаном растворе.

В ходе натурного обследования установлено, что кирпичные простенки по осям «А»; «Ж»; «12» армированы сварными сетками - 5В-1-75/3В-1-75.

В результате выполненного неразрушающего контроля прочности кладки (прибор ОНИКС-2.5 (зав. №330)) установлено, что кирпичная кладка наружных стен выполнена из керамического эффективного кирпича М100, на растворе марки М50.

К выявленным дефектам наружных стен следует отнести намокание цокольных участков стен вследствие неудовлетворительного состояния отмостки и разрушение штукатурного покрытия и кирпичной кладки подоконных участков стен вследствие отсутствия отливов.

В ходе обследования силовых дефектов стенового ограждения в виде трещин, выбоин, осадок кладки не выявлено. Качество кладки в целом удовлетворительное, толщина вертикальных и горизонтальных швов соответствует нормативным требованиям. Раствор в швах сохранил свою прочность.

Для оценки гидрогеологии пятна застройки, фактических параметров и технического состояния фундаментов, были выполнены инженерно-геологические изыскания и обследование фундаментов в открытых шурфах. Материалы инженерно-геологических изыска-

ний приведены в техническом заключении НП ОДО «Фундаменты».

В процессе исследований выполняли бурение скважин с отбором образцов нарушенного и ненарушенного сложения, в том числе и в отрытых шурфах, статическое и динамическое зондирование, лабораторные изыскания, изучение строения грунтов на прилегающей территории.

Установлено, что под подошвой фундаментов распространены пески средние и гравелистые от желтого до серо-бурого цвета, различной прочности. Пески находятся в маловлажном и водонасыщенном состоянии. В толще песков – включения глинистых частиц.

Грунтовые воды выявлены на глубине 3.2..3.4 м относительно уровня пола подвала. Водовмещающими грунтами являются пески гравелистые.

В результате выполненного натурного исследования фундаментов в отрытых шурфах можно сделать вывод о том, что фундаменты находятся в удовлетворительном техническом состоянии, их конструкция, геометрические размеры и прочностные характеристики, в целом, соответствуют проекту.

Исследованный объект в течение длительного периода времени находился в стадии незавершенного строительства без выполнения всех необходимых мероприятий по техническому обслуживанию и содержанию конструкций. За этот период конструкции подвергались различным видам физико-химических воздействий, источником которых являются осадки (дождь, туман, снег), солнечное облучение, ветровое давление, суточное колебание температуры и влажности воздуха. Это привело к развитию во времени дефектов различной степени значимости, подробно описанных в тексте отчета.

По результатам детального исследования конструкций были выполнены подробные ведомости дефектов с указанием их объемов, степени распространения и т.д.

По каждому виду конструкции был определен физический износ с отнесением к соответствующей категории технического состояния согласно п.8.3.5 [3].

В соответствии с выявленными дефектами и повреждениями конструкций были выданы рекомендации по ремонту и усилению, а также выдано заключение о возможности надстройки дополнительного этажа (с учетом фактического состояния и несущей способно-

сти конструкций).

Опыт работы со всеми проектными организациями Республики Беларусь свидетельствуют о полном взаимопонимании проектировщиков и обследователей. Однако перечень вопросов, которые поднимали проектировщики ООО «Воробьев и партнеры» свидетельствовал о том, что с целью обоснования отсрочки по предоставлению проектной документации заказчику в лице ОАО «Белгпромпромбанк» ставились вопросы, которые освещены в техническом заключении БНТУ. Это неоднократно указывалось в соответствующих письмах на имя ООО «Воробьев и партнеры».

Все вышесказанное позволяет утверждать, о правильной позиции Министерства архитектуры и строительства, которое считает необходимым вернуться к лицензированию проектных работ.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36с.
2. Изменения №1 РБ к СНиП 2.01.07-85. Приказ Минстройархитектуры РБ №166 от 18.06.2004.
3. ТКП 45-1.04-208-2010. Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем, оценка их пригодности к эксплуатации. Основные требования. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2010.
4. ТКП 45-1.04-37-2008. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. Порядок проведения – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008.
5. СНБ 5.03.01 – 02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139с.
6. ТКП 45-1.04-119-2008. Здания и сооружения. Оценка степени физического износа. - Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2008.
7. ТКП 45-1.04-208-2010 (02250). Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. основные требования. – МАиС РБ, 2011.
8. ТКП 45-1.04-37-2008 (02250). Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – МАиС РБ, 2009.

9. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990&2004, Еврокод.– Введ. 01.01.2012.– Минск, Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2012 – 140 с.

10. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992–1–1: 2009 Еврокод 2.– Введ. 01.01.10.– Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010.– 207 с.

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

(г. Минск, БНТУ — 27-28.05.2014)

УДК 69.059.7(476)

**ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ СИЛОСНОГО СКЛАДА ЦЕМЕНТА
ОАО «СОЛИГОРСКИЙ ДСК» В СВЯЗИ С МОДЕРНИЗАЦИЕЙ**

ШИЛОВ А.Е., ДЕЛЕНДИК С.Н.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Настоящая работа с целью оценки параметров и фактического состояния основных конструкций зданий ОАО "Солигорский ДСК" в связи с намечаемой реконструкции предприятия.

При этом выполнено следующее:

1. Общее освидетельствование конструкций склада цемента с фиксацией и оценкой имеющихся дефектов.
2. Детальное выборочное обследование конструкций с определением фактических геометрических и прочностных параметров конструкций, их армирования и технического состояния с применением вскрытий, использованием электронных приборов неразрушающего контроля.
3. Обработка и анализ полученных данных, разработка выводов и рекомендаций по результатам работы, рекомендаций по исправлению имеющихся дефектов конструкций.

Основными элементами существующего склада цемента являются 4-е железобетонные силосные емкости высотой 17,2 м, соединенные между собой кирпичной галереей (пол на отм.0.000) и

надсилосным сооружением. Вдоль проходит железнодорожная ветка, по которой в цистернах подвозится цемент и выгружается в подземный бункер с расположенными там пневмонасосами для подачи цемента по пневмопроводам на конвейер надсилосного сооружения с последующей загрузкой силосов.

Над зоной разгрузки цистерн устроен металлический насос. В средней части выполнено 2-х этажное кирпичное здание со служебными и вспомогательными помещениями, внутри которого располагается металлическая лестница, соединяющая данное здание с надсилосным сооружением. В пределах открытого пространства лестница обшита досками.

В проекте реконструкции силосного склада цемента предполагается полная замена технологического оборудования с переносом приемного бункера в плане сооружения в сторону 4-го силоса и расположением его на новой железнодорожной ветке, более отодвинутой от силосов, чем существующая. При этом действующий приемный бункер подлежит засыпке.

Кроме того, планируется замена всего надсилосного сооружения и ремонтно-восстановительные работы по тем остающимся конструкциям, которые получили в процессе длительной эксплуатации различные повреждения, выявленные в процессе настоящего обследования.

Силосные башни были выборочно обследованы в 1989 г. сотрудниками НТО "Политехник" при БПИ (х/д № 1261/88). Было выявлено, что при толщине стенок силосов 160÷200 мм во всех 4-х емкостях в зонах расположения технологических проемов имелись вертикальные трещины раскрытием более 03 мм.

Установлено низкое качество бетона ($R \approx 8,0$ МПа), выполненного на речном гравии. Горизонтальная арматура $\varnothing 10$ АП располагается с шагом 140÷160 мм. При защитном слое бетона 15÷20 мм стержни в отдельных местах скорродировали на 15÷20%. При этом расчетом было установлено, что прочность стенок на растяжение в горизонтальном направлении недостаточна.

Рекомендовано выполнить усиление силосов на высоту 8,9 м кольцевой арматурой, располагаемой с шагом 440 мм и напрягаемой с помощью стяжных муфт с последующим торкретированием бетоном $t \geq 30$ мм.

Настоящим обследованием, изучением имеющейся документации и опросом работников предприятия выявлено следующее. До 2004 г. рекомендации БПИ не были выполнены и местной комиссией установлено продолжение отслоения штукатурки и развитие других повреждений.

В период с 2005 г. по 2009 г. выполнили устройство тяжелой и торкретированием наружной поверхности слоем бетона $t \approx 60$ мм с последующим оштукатуриванием методом набрызга и окраской $t = 50 \div 60$ мм.

Осмотром наружной поверхности в момент обследования не выявлено трещин и других дефектов, за исключением "наплывов" штукатурки на отдельных участках. Состояние наружных металлических лестниц на силосах неудовлетворительное и они не используются по назначению.

Обследованием кровли силосов (за пределами зон расположения надсилосного сооружения) установлено, что по железобетонной плите $t = 120 \div 150$ мм выполнена шлаковая засыпка ($t=75$ мм) и слой газосиликата $t=40$ мм, а по нему – уложен слой рубероида на битумной мастике. На рулонном ковре имеется цементная корка $t = 90 \div 100$ мм.

В целом, состояние кровли силосов снаружи удовлетворительное. В качестве дефекта следует отметить некачественную герметизацию в сопряжении стенок надсилосного сооружения из волнистой асбофанеры с кровлей силосов. Протечки приводят к подгниванию досчатого настила и коррозии металлоконструкций пола надсилосного сооружения.

2-х этажное техническое здание, расположенное между силосами № 2 и № 3 прямоугольное в плане с размерами в плане $8,41 \times 9,73$ м с кирпичными стенами $t=380$ мм, сборными и сборно-монолитными перекрытиями с применением металлических балок. Сквозь здания проходит лестничная клетка. Перекрытия и лестничные площадки в пределах здания также выполнены в сборно-монолитных конструкциях.

Кровля здания плоская, рулонная, включает многочисленные напластования. В разное время было устроено 3 покрытия без демонтажа нижних слоев. Практически все слои повреждены, разрушаются. Вокруг центральной лестницы образуются зоны возможного образования снеговых мешков.

Уклон кровли к буквенным осям образован за счет некоторого наклона плит покрытия. Водосток с крыши не организован. Кровлю необходимо демонтировать с устройством новой кровли из современных эффективных материалов.

Покрытие технического здания выполнено из ребристых плит размером 1,5×6 м типа ПКЖ. По своим параметрам их можно отнести к марке ПКЖ-4 под полную расчетную нагрузку 660 кг/м² (нормативный собственный вес 156 кг/м²).

В результате длительных протечек кровли выявлены следы сильных увлажнений всех плит с образованием коррозионных трещин, отслоением защитного слоя бетона, коррозией рабочей и конструктивной арматуры до 15% площади сечения. Прочность бетона многих плит ниже проектной и не превышает 10 МПа. В верхней части стены выявлены вертикальные трещины, распространяющиеся в простенки.

Монолитное перекрытие (покрытие) на отм.7.930 вокруг лестницы выполнено из железобетонной плиты $t = 120$ мм, опирающейся на прогоны из $\perp 90 \times 8$ или [N 10, расположенные на кирпичной стене и на наклонные элементы крестообразных связей.

Железобетонная плита данного участка также сильно увлажнена, металл корродирует. Следует отметить, что на этажах данного здания и на лестничной клетке повышенная влажность при отсутствии организованного воздухообмена, что способствует развитию деструктивных процессов в материалах. Прочность бетона монолита на неповрежденных участках не превышает 10-12 МПа.

Нижележащие перекрытие над 1-м этажом (отм.3.700) выполнено в виде монолитной плиты, опирающейся на балочную клетку из прокатных I (с поэтажной передачей нагрузки), часть из которых являются элементами каркаса центральной лестницы. Техническое состояние данного перекрытия, из-за отсутствия периодического замкания, в целом удовлетворительное.

Стены здания выполнены из разнородных материалов, встречается полнотелый керамический или силикатный кирпич, а также утолщенный силикатный кирпич. Стены снаружи и изнутри были оштукатурены, а изнутри также окрашены масляной краской.

Наружные стены на многих участках сильно увлажнены – на первом этаже – в зоне цоколя из-за отсутствия гидроизоляции, а на втором – из-за протечек кровли. На первом этаже имеется значи-

тельное промасливание пола и низа стены. Н 1-м этаже стена увлажнена в зоне опирания стальных прогонов как снаружи, так и изнутри помещения.

Имеются участки разрушения карнизного свеса стен, встречаются зоны отслоения штукатурки. Отделка стен утрачена. В стене на 2-м этаже выявлены вертикальные трещины раскрытием до 4 мм, в том числе в простенках, что требует выполнения ремонтных работ. Качество кладки стен в целом низкое – нарушена перевязка, завышена толщина швов и др.

В результате выполненного обследования сделаны следующие выводы:

1. Обследованный объект в течение длительного периода времени эксплуатировался без выполнения всех необходимых мероприятий по техническому обслуживанию и содержанию конструкций. За этот период конструкции подвергались различным видам физико-химических воздействий, источником которых являются осадки (дождь, туман, снег), твердые частицы и газообразные компоненты, содержащиеся в воздухе, солнечное облучение, ветровое давление, суточное колебание температуры и влажности воздуха. Это привело к развитию во времени дефектов различной степени значимости.

2. Обследованием выявлены фактические параметры и техническое состояние несущих и ограждающих конструкций, отдельные недоделки и отступления от проекта, норм, которые необходимо учесть при разработке проекта реконструкции. Планируемые технологические нагрузки следует согласовать с выявленными обследованием фактическим состоянием и несущей способностью конструкций.

3. Надсилосное сооружение предполагается демонтировать. Перекрытие под данным помещением (отм. 17.200) выполнено с применением открытых металлических и деревянных конструкций. Металлоконструкции имеют коррозионные повреждения, а в деревянных конструкциях также выявлены различные дефекты, связанные с атмосферными воздействиями. Перекрытие также целесообразно заменить.

4. Техническое состояние стен и перекрытий 4-х усиленных силосных емкостей удовлетворительное. В проекте следует предусмотреть качественную гидроизоляцию в сопряжениях нового надсилосного сооружения с кровлей силосов.

5. Кровля, сборные и монолитные участки покрытия центрального 2-х этажного здания между силосами имеют массовые значительные и критические повреждения и подлежат демонтажу и замене. До выполнения новых конструкций, по стенам в уровне отм.7.930 следует выполнить монолитный железобетонный пояс. Для опирапия новых конструкций в зоне лестничной клетки не следует использовать существующие связи, а предусмотреть дополнительные стойки. Оставшиеся железобетонные конструкции здания подлежат очистке и ремонту.

6. Ремонт стен должен включать в себя демонтаж внутренней штукатурки. Кирпичные участки стен следует чистить в соответствии с технологической картой ОАО "Стройкомплекс" – ТК-70/07. Стены после очистки целесообразно оштукатурить по сетке методом торкретирования. Предварительно трещины в стенах должны быть заделаны.

Для устройства горизонтальной гидроизоляции следует выполнить гидрофобную завесу. В зоне промасливания стены до ремонта следует сбить кладку до "свежего" кирпича. Восстановить отмостку с заведением гидроизоляции на цоколь не менее 150 мм. Деревянные перегородки следует заменить. Бетонные полы имеют значительные неровности, выбоины и также подлежат замене.

7. Следует устроить качественную вентиляцию помещений здания и лестничной клетки, обеспечить герметизацию помещений от цементной пыли и регулярную очистку конструкций снаружи и внутри помещений.

8. Металлоконструкции лестничной клетки и другие остающиеся металлоконструкции подлежат очистке и окраске. Поврежденную деревянную обшивку центральной лестничной клетки следует заменить с использованием современных материалов.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП 45-1.04-208-2010 (02250). Здания и сооружения. Техническое состояние и обслуживание строительных конструкций и инженерных систем и оценка их пригодности к эксплуатации. основные требования. – МАиС Республики Беласусь, 2011.

2. ТКП 45-1.04-37-2008 (02250). Обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – МАиС Республики Беласусь, 2009.

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ ПРОБЛЕМЫ ВНЕДРЕНИЯ
ЕВРОПЕЙСКИХ СТАНДАРТОВ
В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА**

Сборник Международных научно-технических статей
(материалы научно-методической конференции)

27–28 мая 2014 г.

В 2 частях

Часть 2

Подписано в печать 29.01.2015. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.

Усл. печ. л. 15,23. Уч.-изд. л. 11,91. Тираж 120. Заказ 664.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.

Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.