

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

- ДАВИДЮК А.Н.* Легкие бетоны на стеклогранулятах –
будущее ограждающих конструкций 2
- РАХМАНОВ В.А., МЕЛИХОВ В.И., САФОНОВ А.А.*
Определение расчетных теплотехнических характеристик
полистиролбетона 5
- ВАРЛАМОВ А.А.* О проектировании диаграммы
поведения бетона 6

АРМАТУРА

- ТИХОНОВ И.Н., МЕШКОВ В.З.* Стыковые соединения
арматуры в монолитном строительстве 8

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- КОЗЕЛКОВ М.М., АНТИПОВ С.С.* Управление жизненным циклом
несущих конструкций монолитных железобетонных зданий при
помощи технологии информационного моделирования 12

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

- КРАКОВСКИЙ М.Б., КАРЯН Г.Г.* Сравнение расчетов
железобетонных обделок тоннелей по различным
ЭВМ-программам 15

СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

- КОРЕВИЦКАЯ М.Г., КУЗЕВАНОВ Д.В.* Совершенствование
нормативной базы для механических методов неразрушающего
контроля прочности бетона 18

БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

- УТКИН В.С., СОЛОВЬЕВ С.А.* Определение остаточной несущей
способности и надежности железобетонной балки на стадии
эксплуатации по критерию ширины раскрытия трещин 20

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

- ШАТОВ А.Н.* Особенности выбора модификатора
бетона для зимних условий бетонирования 25

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- СОКОЛОВА С.Е.* Эффективные способы вторичной защиты
железобетонных строительных конструкций 29

А.Н. ДАВИДЮК, д-р техн. наук, директор НИИЖБ им. А.А. Гвоздева

ЛЕГКИЕ БЕТОНЫ НА СТЕКЛОГРАНУЛЯТАХ – БУДУЩЕЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Известная полифункциональность свойств ограждающих конструкций, жесткие требования к деформативно-прочностным и теплофизическим показателям предопределяют естественные противоречия при выборе материалов для реализации таких конструкций. Однако в любом случае легкие конструкционно-теплоизоляционные бетоны (ЛКТБ) могут и должны быть их составляющим элементом, так как возможности таких бетонов к настоящему времени далеко не исчерпаны. В этом аспекте весьма актуально расширение сырьевой базы ЛКТБ и улучшение их свойств за счет применения новых видов заполнителей, в частности стекловидных.

Технология производства стекловидных пористых заполнителей, или стеклогранулятов (СГ) имеет свои особенности для каждого из видов, но в общем виде суть ее заключается в смешивании исходной породы с жидкофазным щелочным компонентом, сушкой, измельчением грануляцией массы и обжигом во вращающихся печах, аналогично получению обжиговых пеноматериалов из пиропластических масс, например керамзита.

Исходной сырьевой базой для производства СГ могут служить осадочные и вулканические породы, содержащие активный кремнезем и глинозем: опоки, диатомиты, трепелы, перлиты, витрозиты и др. Запасы таких пород поистине неисчерпаемы, исчисляются сотнями млрд. т и имеются во всех регионах страны, в отличие от легковсучивающихся глин для производства керамзита.

Из щелочных компонентов могут применяться отходы химической и добывающей промышленности, но наибольшим щелочным резервом обладают гидроксиды щелочных металлов (NaOH, KOH). Они хорошо растворяются в воде, дают сильную щелочную реакцию и интенсивнее реагируют с породой, причем гидроксид натрия, в сравнении с гидроксидом калия, обладает более эффективной вспучивающей способностью. В условиях высокой температуры (800-900°C) и избытка кремнезема образуются стабильные соединения – гидросиликаты и гидроалюмосиликаты натрия различной основности.

Структура СГ, как показали микроскопические исследования, представляет собой систему из ячеек преимущественно округлой формы размером 0,15-0,33 мм. Поры разделены тонкими перегородками, состоящими из более мелких замкнутых пор 0,015-0,16 мм. Большое содержание стеклофазы и равномерное распределение мелких пор замкнутой правильной формы обеспечивают СГ повышенную

прочность и пониженные показатели теплопроводности и водопоглощения (табл. 1).

Таблица 1

Физико-механические свойства стеклогранулятов

Показатели свойств	Печность/гранулянт			Керамзит	
	5-10			5-10	
Фракция, мм	5-10			5-10	
Насыпная плотность, кг/м ³	130	300	600	300	700
Прочность при сдавливании в цилиндре, МПа	0,4	1,8	6,0	0,8	4,0
Теплопроводность засыпки, Вт/м·°С	0,040	0,075	0,11	0,11	0,16
Водопоглощение, % по массе, за 1 ч	40	18	8	25	12
Содержание стеклофазы, %	95			85	
Морозостойкость, циклов, не менее	15			15	

Из представленных данных следует, что в сравнении с наиболее распространенным аналогом обжиговых заполнителей равноплотным керамзитом прочность СГ при сдавливании в цилиндре выше до 100%, а теплопроводность и водопоглощение ниже на 30-50%. Реализация повышенных физико-механических характеристик СГ при низкой насыпной плотности предопределяет их эффективное и рациональное использование прежде всего в конструкционно-теплоизоляционных бетонах ограждающих конструкций плотностью 500-800 кг/м³ и прочностью В2,5-В0,75 [1].

Технологические особенности легких конструкционно-теплоизоляционных бетонов на СГ (ЛКТБ на СГ) заключаются в принципе проектирования составов бетонных смесей с характерной для таких бетонов высокой концентрацией крупного заполнителя фракции 5-20 мм (более 1 м³ на 1 м³ бетонной смеси) в присутствии воздухововлекающих и пластифицирующих добавок на различных мелких заполнителях: природных, техногенных, обжиговых и дробленых из СГ, расход которых сводится к минимально возможному (до 200 л/м³ бетонной смеси), в зависимости от достижения необходимой прочности.

Как известно, помимо расхода цемента, на прочность легкого бетона влияет прочность заполнителей. Для учета влияния предела прочности заполнителей на предел прочности бетона предложена зависимость от предела прочности растворной составляющей и заполнителя:

$$R_G = (1,32R_3 + 3,65) \ln R_p - 2,26R_3 - 3,54 \quad (1)$$

где R_G , R_3 , R_p - соответственно прочность бетона, заполнителей и растворной составляющей.

Анализ предложенной зависимости показывает, что стекловидные заполнители обладают при равной

средней плотности более высокой (до 100%) прочностью в сравнении с традиционными заполнителями. Поэтому возможно повышение прочности легкого бетона на стекловидных пористых заполнителях относительно "равносоставного" керамзитобетона до 40%, что соответствует снижению расхода цемента не менее чем на 20% в равнопрочных бетонах.

Известно, что поризация растворной составляющей снижает предел прочности бетона при сжатии порционально объему вовлеченного воздуха (ВВ). Для исследуемых бетонов снижение прочности составляет 3-5% на один процент ВВ, в связи с чем использование поризации, например для регулирования паропроницаемости, целесообразно ограничить величиной ВВ в пределах 6-8%.

Экспериментальные данные соотношения "прочность-плотность", полученные на 5 видах СГ, свидетельствуют о том, что по этому показателю (коэффициенту конструктивного качества) ЛКTB на СГ не уступают лучшим аналогам. На основе массива экспериментальных данных показано также, что для описания искомой зависимости целесообразно использовать формулу Рышкевича с уточненными коэффициентами вида:

$$R = f(P) = K (P/2670)^{2,92}, \quad (2)$$

где R - прочность при сжатии, МПа; P - относительная пористость; K - коэффициент влияния вида СГ

К настоящему времени накоплен большой объем экспериментального и теоретического материала, посвященного изучению деформативных характеристик ЛКTB на СГ, что необходимо для создания нормативной базы для проектирования конструкций [1]. Начальный модуль упругости ЛКTB на СГ на 10-30% выше, чем у керамзитобетона; деформации усадки бетонов классов В 3,5-7,5 существенно, до 2 раз, ниже, а значения меры ползучести исследуемых бетонов ниже величин, характерных для равнопрочных тяжелых и керамзитобетонов, в среднем до 40%. В целом доказано, что при проектировании конструкций из легких бетонов на СГ можно использовать нормативную базу, принятую для традиционного керамзитобетона.

Бетон на стекловидном заполнителе обладает достаточной защитной способностью по отношению к стальной арматуре при выполнении следующих условий: ограничения в применении мелких наполнителей или песков, обладающих повышенной гидравлической активностью; обеспечения уровня клинкерного фонда не ниже допустимого ($U_{\min} = 250 \text{ кг/м}^3$) и умеренной поризации растворной составляющей, не превышающей 6-8%.

Что же касается щелочной коррозии, для которой, несомненно, имеются предпосылки вследствие повышенной гидравлической активности заполнителя, то можно констатировать, что этот процесс носит затухающий характер и не приводит к трещинообразованию и снижению прочности во времени. Торможение внутреннего давления гидросиликатов щелочных металлов связано с введением воздухововлека-

ющей добавки и образованием дополнительного порового объема, релаксирующего расширение за счет равномерного распределения гелеобразного продукта в поровой структуре, приводящего к уплотнению растворной составляющей без изменения объема [2]. Примером затухающей щелочной коррозии является более чем 20-летняя эксплуатация наружных стеновых панелей из легких бетонов на СГ В 5,0 D 800 в Норильском промышленном районе РФ.

Важнейшей эксплуатационной характеристикой ЛКTB на СГ является комплекс теплозащитных свойств, изучению которого в работе уделено большое внимание.

Для определения коэффициента теплопроводности бетона в сухом состоянии λ_6 в зависимости от коэффициентов теплопроводности и объемной концентрации матрицы и заполнителя впервые предложено использовать модифицированную модель Хирча-Несветаева, полученную ранее для оценки модуля упругости бетона.

$$\lambda_6 = \frac{2}{\left(\frac{1}{\lambda_3 V_3 + \lambda_{\text{ЦК}} V_{\text{ЦК}}} + \frac{V_3}{\lambda_3} + \frac{V_{\text{ЦК}}}{\lambda_{\text{ЦК}}} \right)}, \quad (3)$$

где V_3 , $V_{\text{ЦК}}$ - объемная концентрация заполнителя и цементного камня; λ_3 , $\lambda_{\text{ЦК}}$ - коэффициенты теплопроводности бетона и цементного камня, Вт/(м²·°С).

Полученная модель позволяет оценить "вклад" каждого элемента двухуровневой системы "матрица - заполнитель" в формирование коэффициента теплопроводности бетона. Анализ модели позволил сделать вывод о том, что ключевым моментом в снижении теплопроводности легкого бетона следует считать уменьшение теплопроводности пористого заполнителя. Снижение теплопроводности заполнителя в ЛКTB на СГ на 10% приносит в 4 раза больший эффект снижения λ_6 , чем такое же уменьшение теплопроводности цементного камня.

В этом плане использование стекловидных заполнителей дает неоспоримые преимущества перед традиционными обжиговыми заполнителями, так как аморфная фаза является "рассеивающим экраном" на пути "фононов" (квантов энергии) - переносчиков тепловых волн в твердом теле.

Прямые результаты испытаний серии образцов на 5 видах различных СГ свидетельствуют о пониженной теплопроводности и сорбционной влажности ЛКTB на СГ в сравнении с керамзитобетоном как в сухом, так и во влажном состояниях в зонах А и Б (табл. 3). В соответствии с нормированием приведенное сопротивление теплопередаче фрагмента теплозащитной оболочки здания или выделенной ограждающей конструкции должно быть более нормируемого $R_0^{\text{н}} \geq R_0^{\text{тн}}$. В свою очередь, $R_0^{\text{н}}$ назначается равным $R_0^{\text{тн}} \cdot m_p$, где $R_0^{\text{тн}}$ - требуемое сопротивление теплопередаче определяется по рассчитываемому зна-

Значения коэффициента теплопроводности бетона на СГ в сухом состоянии

Вид бетона, зависимость	Значения λ_0 , Вт/(м ² ·°С) при средней плотности, кг/м ³			
	500	600	700	800
Бетон на СГ $\lambda_0 = 0,0002\rho + 0,0207$, ... $R^2 = 0,9$	0,12 85	0,14 87,5*	0,16	0,18 85,5*
Керамзитобетон по СП 23-101		0,16		0,21
Полистиролбетон по СП 23-101		0,145		
Ячеистый бетон по СП 23-101		0,14		0,21

Примечание: * - в знаменателе - в % относительно керамзитобетона по СП 23-101.

чению градусо-суток отопительного периода для климатических условий района строительства [3]. Для Москвы эта величина составляет 3,13 м²·°С/Вт. Величина минимальных требований к тепловой защите наружных стен определяется из условий энергосбережения в соответствии с потребительским подходом по табл. 9 СНиП 23-02-2003 "Тепловая защита зданий", при котором удельный расход тепловой энергии в здании оказывается меньше нормируемого. В этом случае m_p назначается для стен 0,63, для светопрозрачных конструкций 0,95 и для остальных конструкций – 0,8. Таким образом, для жилых зданий, например, в Москве, $R_0^{ном}$ = 3,13·0,63 = 1,97 м²·°С/Вт – минимально допустимое требование к сопротивлению теплопередаче. Для учета влияния проемов в наружных стенах при теплотехническом расчете требуемой толщины однослойной панели из ЛКТБ на СГ В3,5 D500 принимаем коэффициент теплопроводности неоднородности $r = 0,8$, рекомендуемый при остекленности фасада до 18%, тогда $R_{min}^{ном}$ = 1,97/0,8 = 2,46 м²·°С/Вт.

Элементарный расчет показывает, что в этом случае толщина наружной стены должна быть не более 0,42 м. Таким образом, указанная величина обеспечит минимальные требования к тепловой защите наружных стен из ЛКТБ на СГ из условий энергосбережения в климатическом районе Москвы с учетом всех теплотехнических неоднородностей. Приведенные параметры ограждающих конструкций не являются предельными и вполне допустимы для изготовления однослойных наружных стен толщиной до 45 см как в сборном, так и в монолитном вариантах. Из имеющихся резервов снижения термического сопротивления ЛКТБ на СГ следует отметить возможность применения высокомарочных цементов, шлакопортландцементов, микрокремнеземистых добавок и полимерных фибр. Наконец имеется технологическая возможность изготовления разноплотной однослойной панели с внутренним теплоизоляционным слоем из крупнопористого сверхлегкого бетона на СГ D200-D300.

Следует особенно подчеркнуть, что представленный экспериментальный и теоретический материал по бетонам на СГ, впервые полученный в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева в конце 80-х годов прошлого века, неоднократно подтверждался и совершенствовался в последние годы многими исследователями страны.

Расчетные коэффициенты теплопроводности бетонов на СГ для условий А и Б

Вид бетона	Значения $\lambda_{ч}$, Вт/(м ² ·°С) при средней плотности, кг/м ³			
	500	600	700	800
Бетон на СГ	0,14 0,17	0,16(80)** 0,19(73)**	0,18 0,21	0,21(88)** 0,24(77)**
Керамзитобетон по СП 23-101		0,20 0,26		0,24 0,31
Полистиролбетон по СП 23-101		0,175(87,5)** 0,2(77)**		
Ячеистый бетон по СП 23-101		0,22(110)** 0,26(100)**		0,33(137,5)** 0,37(119)**

Примечание: в числителе - для условий А, в знаменателе - для условий Б; ** - в скобках доля (%) от коэффициента теплопроводности керамзитобетона. Снижение расчетного коэффициента теплопроводности (относительно керамзитобетона): до 30%.

К настоящему времени известно множество "торговых" или условных названий СГ, выпускаемых в опытном или опытно-промышленном варианте в Новосибирске, Челябинске, Омске и Калуге: "гранулированное пеностекло", "неопорм" – во Владимире, "стеклопор, стеклокерамика и стеклозит" – в Москве (ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, НИИМосстрой, ОАО "КТБ ЖБ") и др. Соответственно, на их основе получены ЛКТБ с высокими физико-механическими характеристиками.

Таким образом, несомненным преимуществом ЛКТБ на СГ являются: высокий коэффициент конструктивного качества, повышенное термическое сопротивление, повсеместная доступность и легкость добычи исходного сырья для производства СГ, абсолютная экологичность с возможностью переработки промышленных отходов, долговечность, огне- и биостойкость, полный отказ от применения утеплителей и многослойности наружных стен, имеющих массу серьезных недостатков.

К настоящему времени накоплен достаточный экспериментальный и теоретический материал в виде результатов испытаний и изучения физико-механических и деформативно-прочностных свойств СГ и бетонов на их основе, действующих опытно- и опытно-промышленных технологий и рекомендательной литературы. Однако до сих пор технология СГ и бетонов на их основе не получила промышленного внедрения.

Необходим инновационный прорыв, объединяющий усилия исследователей, инвесторов и представителей местной власти. В этом плане амбициозный лозунг "Назад к однослойным панелям!" может и должен стать основным вектором направления промышленного изготовления высокоэффективных наружных стен из ЛКТБ на СГ.

Библиографический список

1. Давидюк А.Н. Легкие конструкционно-теплоизоляционные бетоны на стекловидных пористых заполнителях. - М.: Красная звезда, 2008. - 208 с.
2. Каримов И.Ш. Труды БГАУ, Бетоны, ноябрь 2008. - С. 14-18.
3. СП 50.13330. 2012. Тепловая защита зданий // Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. - Минрегион России, 2012.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОЛИСТИРОЛБЕТОНА

При разработке проекта первого межгосударственного стандарта на полистиролбетон (ГОСТ 51263-2016 на базе национального стандарта ГОСТ Р 51263-2012 [1]) ВНИИжелезобетоном в 2013-2015 гг. были проведены дополнительные аналитические и расчетно-лабораторные исследования с целью уточнения значений теплопроводности материала в сухом состоянии, а также расчетных характеристик его сорбционной влажности и теплопроводности для условий эксплуатации А и Б (соответственно $\lambda_{o(ПСБ)}$, $W_{A(ПСБ)}$, $W_{B(ПСБ)}$, $\lambda_{A(ПСБ)}$ и $\lambda_{B(ПСБ)}$).

Для определения теплопроводности полистиролбетона (ПСБ) в сухом состоянии ($\lambda_{ПСБ(o)}$) применялась достаточно простая и надежная расчетно-аналитическая модель, основанная на логарифмически-показательной зависимости значений теплопроводности и относительного объемного содержания заполнителя из полистирольных вспененных гранул (ПВГ) и поризованной цементной матрицы (ЦМ), равномерно распределенных по объему материала. В соответствии с таким подходом авторами настоящей статьи было предложено [2] выражение

$$\lambda_{ПСБ(o)} = \lambda_{ПВГ}^{\varphi} \lambda_{ЦМ}^{1-\varphi}, \quad (1)$$

где φ , $1 - \varphi$, $\lambda_{ПВГ}$ и $\lambda_{ЦМ}$ - соответственно объемное содержание и теплопроводность ПВГ и ЦМ в сухом состоянии.

Ранее ВНИИжелезобетоном лабораторными испытаниями были уточнены значения расчетной (сорбционной) влажности полистиролбетона для условий эксплуатации А и Б ($W_{A(ПСБ)}$ и $W_{B(ПСБ)}$), показавшие, что для марок по средней плотности материала в интервале D150-D600 величина $W_{A(ПСБ)}$ изменялась в пределах 2,6-4,4% по массе (среднее 3,5%), а $W_{B(ПСБ)}$ - в пределах 3,6-8,4% (среднее 6%). Эти значения (с округлением до целых %) были отражены в российском национальном стандарте [1].

На основе результатов этих лабораторных испытаний было предложено вычислять расчетные значения сорбционной влажности полистиролбетона для заданных марок по его средней плотности (D , кг/м³), используя следующие линейные зависимости:

$$W_{A(ПСБ)} = 2,6 + 0,004(D - 150), \quad (2)$$

$$W_{B(ПСБ)} = 3,6 + 0,0107(D - 150). \quad (3)$$

При определении расчетных характеристик теплопроводности полистиролбетона λ_p ($\lambda_{A(ПСБ)}$ и $\lambda_{B(ПСБ)}$) должно учитываться влияние конденсируемой сорбционной влаги, основное количество кото-

рой неравномерно распределяется в капиллярах и сферических порах цементной матрицы. В то же время количество сорбционной влаги, конденсирующейся в порах ПВГ, крайне незначительно, так как для идентичного по структуре экструдированного пенополистирола, по данным [3], $W_A = 1\%$ и $W_B = 2\%$ по массе, что в общем объеме полистиролбетона, принимаемого за 1, соответствует его относительной доле в размере 0,00004-0,00015 и поэтому в практических расчетах может не учитываться.

В связи с этим и основываясь на использовании (по аналогии с (1)) показательных зависимостей между параметрами составляющих материала (конденсата и сухой части полистиролбетона) для определения расчетных значений теплопроводности полистиролбетона было предложено использовать выражение

$$\lambda_p = K_g \lambda_g^{\varphi_g} \lambda_{o(ПСБ)}^{1-\varphi_g} \quad (4)$$

где $\lambda_g = 0,58$ Вт/(м²·°С) - теплопроводность воды (конденсируемой влаги) при температуре 20°С; $\lambda_{o(ПСБ)}$ - теплопроводность полистиролбетона в сухом состоянии, Вт/(м²·°С), значения которой приведены в [2]; φ_g и $1 - \varphi_g$ - соответственно относительные объемы конденсируемой влаги и сухой части полистиролбетона, включающей ПВГ и ЦМ (в долях от 1); K_g - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение влаги, конденсирующейся в капиллярах и сферических порах цементной матрицы.

Относительный объем влаги, конденсируемой в полистиролбетоне, рассчитывался для условий эксплуатации А и Б по формулам:

$$\varphi_{B(A)} = W_{A(ПСБ)}(D - \rho_{ПВГ})10^{-5}, \quad (5)$$

$$\varphi_{B(B)} = W_{B(ПСБ)}(D - \rho_{ПВГ})10^{-5}, \quad (6)$$

где $\rho_{ПВГ}$ - средняя плотность зерен ПВГ, кг/м³ (для расчетов принималось $\rho_{ПВГ} = 14$ кг/м³).

Значения коэффициента K_g нами было предложено рассчитывать в зависимости от относительного объемного содержания ПВГ в полистиролбетоне (φ) по формулам:

$$\begin{aligned} & \text{- для условий эксплуатации А} \\ K_{B(A)} &= 1,05 + 0,38(0,53 - \varphi); \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} & \text{- для условий эксплуатации Б} \\ K_{B(B)} &= 1,09 + 0,52(0,53 - \varphi). \end{aligned} \quad (8)$$

С использованием значений $\lambda_{o(ПСБ)}$, λ_g и величин $\varphi_{B(A)}$, $\varphi_{B(B)}$, $K_{B(A)}$ и $K_{B(B)}$, рассчитанных по (5)-(8), по формуле (4) были вычислены значения расчетной теплопроводности полистиролбетона

Марка по средней плотности	$\varphi_{ПВГ}$	$\lambda_{\sigma(ПСБ)}$, Вт/(м ² ·°С)	$\varphi_{В(А)}$	$\varphi_{В(Б)}$	$K_{В(А)}$	$K_{В(Б)}$	Теплопроводность полистиролбетона, Вт/(м ² ·°С)			
							Расчетные данные (формула 4)		Данные лабораторных испытаний	
							данные [2]	фор. (5)	фор. (6)	фор. (7)
D150	0,53	0,051	0,010	0,017	1,03	1,05	0,054	0,056	0,053	0,055
D200	0,505	0,062	0,014	0,024	1,034	1,061	0,067	0,070	0,066	0,069
D250	0,46	0,070	0,019	0,031	1,037	1,072	0,076	0,080	0,075	0,080
D350	0,40	0,085	0,028	0,046	1,044	1,094	0,095	0,100	0,094	0,101
D500	0,34	0,115	0,045	0,069	1,054	1,128	0,133	0,144	0,130	0,145
D600	0,30	0,135	0,056	0,086	1,063	1,15	0,160	0,176	0,158	0,175

$\lambda_{А(ПСБ)}$ и $\lambda_{Б(ПСБ)}$ и проведено их сравнение с результатами лабораторных испытаний образцов полистиролбетона по методике ГОСТ 7076-99 [4]. Результаты этих расчетов и лабораторных испытаний приведены в таблице.

Расчеты по (4) дают хорошую сходимость с данными лабораторных испытаний образцов полистиролбетона, в связи с чем эту формулу целесообразно использовать для получения оценочных данных.

Обобщенные значения приведенных в таблице данных вычислений и лабораторных испытаний расчетной теплопроводности полистиролбетона предлагается использовать в разрабатываемом межгосударственном стандарте на этот материал.

Выводы

1. На основе данных лабораторных испытаний предложены линейные зависимости для вычисления расчетных значений сорбционной влажности полистиролбетона для заданных марок по его средней плотности.

2. Сравнение результатов расчета теплопроводности полистиролбетона по предложенной математической модели, основанной на произведении показательных зависимостей теплопроводности и объемного содержания сухого полистиролбетона и неравномерно конденсируемой в нем влаги, с данными лабораторных испытаний теплопроводности образцов полистиролбетона с сорбционной влажностью для условий эксплуатации А и Б показало их хорошую сходимость.

3. Результаты расчетно-аналитических данных и лабораторных испытаний теплопроводности материала для условий эксплуатации А и Б целесообразно отразить в разрабатываемом межгосударственном стандарте на полистиролбетон.

Библиографический список

1. ГОСТ Р 51263-2012. Полистиролбетон. Технические условия.
2. Рахманов В.А., Мелихов В.И., Сафонов А.А. Расчетно-лабораторные методы определения теплопроводности композиционного материала - полистиролбетона и его компонентов // Бетон и железобетон - 2015. - № 6.
3. СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий.
4. ГОСТ 7076-99. Материалы и изделия строительные. Метод определения теплопроводности и термического сопротивления при стационарном тепловом потоке.

А.А. Варламов, канд. техн. наук (ФБГОУ ВПО МГТУ им. Г.И. Носова)

О НОРМИРОВАНИИ ДИАГРАММЫ ПОВЕДЕНИЯ БЕТОНА

В условиях, когда расчет железобетонной конструкции по деформированной схеме становится распространенной практикой проектирования, был рассмотрен вопрос о влиянии на диаграмму поведения бетона различных факторов.

Существующая нормативная база в основу построения расчетных характеристик бетона взяла сопротивление бетона осевому растяжению и сжатию, выраженные классами по прочности. Нормативные характеристики бетона определяют в зависимости от класса бетона В с учетом его вида. В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик умножают на коэффициенты условий работы (учитывающие длительность действия нагрузки, влажность, направление бетонирования, температуру и др.).

Нормирование деформаций бетона проводится по его классу с учетом плотности, относительной

влажности воздуха и температуры для кратковременных и длительных воздействий. Для гидротехнического бетона это делается с учетом подвижности бетонной смеси и наибольшей крупности заполнителя.

Исключив внешние воздействия можно констатировать, что диаграмма состояния бетона " $\sigma - \varepsilon$ " (как обобщенный показатель его работы), нормируется только по его классу. Класс по прочности на сжатие определяется в соответствии со стандартом с учетом статистической изменчивости. Однако это статистическая, а не конструктивная неоднородность.

Состав бетона подбирают исходя из среднего уровня его прочности. При подборе состава бетона в современных нормах за основные параметры принимают активность вяжущего и водоцементное отношение (для тяжелого бетона). Варьируемыми параметрами для тяжелого бетона принимают долю песка в

смеси заполнителя и количество добавки. Итак, основным задаваемым показателем при подборе состава бетона является его прочность. Она определяется в зависимости от основных прочностных (активность вяжущего), структурных ($V_{Ц}$, $\Pi/(\Pi + \Psi)$) и других показателей. Однако после подбора состава бетонной смеси и определения класса бетона по прочности структурные показатели практически исчезают при определении основных характеристик бетона.

Изучению причин разрушения бетона и теоретическим основам его прочности посвящены работы И.Н. Ахвердова, Ю.М. Баженова, В.Г. Батракова, О.Я. Берга, А.А. Гвоздева, И.М. Грушко, Г.И. Гусева, Ю.Е. Корниловича, А.В. Саталкина, В.П. Сизова, Б.Г. Скрамтаева, А.Е. Шейкина, Р. Лермита, Г. Рюша и многих других авторов [1, 2]. Обобщив результаты исследований, получаем вывод: прочность и деформативность бетона определяются структурой и свойствами цементного камня, качеством, составом и видом заполнителя. И еще раз констатируем, что взаимосвязь прочности бетона и его свойств достаточно хорошо отражены в современных строительных нормах, а влияние структуры бетона на его свойства практически не учитывается в нормах проектирования.

В ранней работе [3] проведенный факторный анализ выявил разделение факторов, влияющих на диаграмму поведения бетона. Первый фактор характеризовался переменными, определяемыми прочностью, и объяснял 60% полученной дисперсии. Вторым фактор объединял переменные, описывающие структуру материала, и добавление его вносило дополнительно 20-35% дисперсии. Однако полученные результаты основывались на небольшом количестве экспериментальных данных.

Для оценки влияния различных факторов на поведение бетона и для построения регрессионных моделей была создана база данных по физико-механическим характеристикам бетона [4]. База данных составлена из отдельных таблиц. Каждая из них получена на основе обработки опубликованной ранее работы. В каждой таблице строка описывает один опыт, а столбцы представляют все входные и выходные данные, полученные в описываемом опыте. Независимость базы данных обеспечивалась возможностью одновременной обработки всех полученных в разные годы и разными исследователями результатов. Таблицы разделены на два блока. В первом приведены таблицы, полученные в результате обработки статей, опубликованных в журнале "Бетон и железобетон" за сорок лет – с 1970 по 2014 г. Рассматривались все статьи.

К сожалению, в большинстве статей, опубликованных в журнале, данных оказалось недостаточно для составления полноценных таблиц, связывающих прочностные и другие характеристики бетона с его деформациями. Всего удалось составить 92 таблицы. Можно отметить тенденцию по снижению количества статей по годам от 30...38 в первые десятилетия до 15...9 в последующие. Полученный массив данных для наших целей принимался как независи-

мый. Во втором блоке приведены таблицы, полученные при обработке отдельных статей и диссертационных работ (25 работ), специально подобранных для описания диаграммы " $\sigma - \varepsilon$ ".

Полученная база содержит данные о 261 показателях работы материала. Каждый из показателей может быть выделен и обработан отдельно. Все характеристики условно разбиты на группы: характеристики вяжущего; структурные составляющие бетона; свойства бетонной смеси; условия твердения и работы бетона; пористость; внешние воздействия; прочностные характеристики; энергетические характеристики и характеристики трещиностойкости; деформативные характеристики; факторы, не учтенные в других группах. К уже имеющимся таблицам можно добавлять новые и производить обработку совместно. По имеющимся таблицам можно проверять на соответствие вновь полученные данные и др.

Подробно примеры обработки данных и результаты обработки приведены в работе [5]. Для статистической обработки применяли программу STATISTIKA в среде Windows (фирма производитель StatSoft Inc., USA) с использованием модулей Reg. Analysis, Factor Analysis, Correlation Matrices, Canonical Analysis.

Обработка данных, полученных в отдельных таблицах (статьях) и базы в целом, так же, как и в исходной работе, выявили тенденцию разделения исследуемых переменных на группы (факторы), обычно на две, три или четыре. Обобщенные результаты были получены путем сведения в одну таблицу данных всех исследований. При этом прочностные и деформационные характеристики бетона (исключая влияние внешних факторов) с большой степенью достоверности описывались двумя факторами, которые объясняли от 80 до 95% исследуемой дисперсии. Первый фактор в основном характеризовался переменными, зависящими от прочности, и объяснял в среднем около 60% дисперсии (в разных работах от 57 до 81%). Вторым фактор объединял переменные описывающие структуру материала (переменные, $V_{Ц}$, $\Pi/Ц$, ρ и др.), и добавление его вносило дополнительно в среднем 30% дисперсии (в разных работах от 19 до 46%). Параметры третьего фактора оказывали влияние до 10%, четвертого до 7% (технология, внешние воздействия, время и др.).

Проведенный канонический анализ таблиц выявил разделение данных на входные (состав, возраст, технология) и выходные (прочность, деформации и др.). Входные данные слабо коррелировали между собой, что показывало их значительную информативную ценность при объяснении выходных переменных.

Далее было выбрано по одной переменной из каждого фактора для построения уравнений регрессии. Принцип выбора переменных основывался на возможности определения их или их аналогов в эксплуатируемых конструкциях.

Данные использовали, например, для построения уравнения регрессии $E(R, \text{Раствор}/Ц)$ используя уравнение

$$\gamma = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_1 X_2 + b_4 X_1^2 + b_5 X_2^2 + b_6 (X_1 X_2)^2 + \ln X_1 + \ln X_2, \quad (1)$$

где γ – E , X_1 – R , X_2 – P/Ω .

После применения метода пошаговой регрессии назад получили два уравнения регрессии со значимыми коэффициентами:

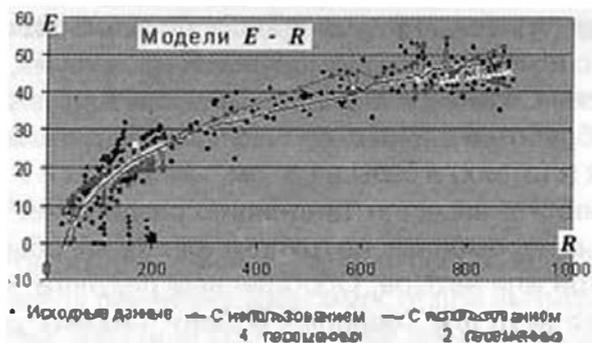
$$\gamma = -19,542 + 0,0701 X_1 X_2 - 0,0001 X_1^2 - 7,384 X_2^2 + 8,143 \ln(X_1), \quad (2)$$

для которого $R^2 = 0,82$; $F = 329,23$, средняя квадратическая ошибка равна 6,27.

$$\gamma = -48,214 + 0,237 X_2^2 + 13,658 \ln(X_1), \quad (3)$$

для которого $R^2 = 0,79$; $F = 629,17$, средняя квадратическая ошибка равна 6,98.

График полученных моделей представлен на рисунке.



Модель $E - R$, полученная по обобщенным данным

Судя по полученным результатам, сравнивая R^2 , критерий Фишера, средние квадратические ошибки, можно сделать вывод, что нет необходимости включать четыре члена уравнения. Для описания зависимости $E(R, P/\Omega)$ вполне хватает и двух. Величина мо-

дуля деформации зависит от соотношения раствор:щебень по квадратичной зависимости, и от прочности – по логарифмической.

Для проверки на наличие автокорреляции в остатках был использован критерий Дарбина – Уотсона. Расчетное значение $d = 1,57$ больше критического значения $d_U = 1,42$, следовательно, автокорреляция в остатках отсутствует.

Вывод

Структура бетона существенно влияет на его характеристики. Описать диаграмму поведения бетона на всем диапазоне работы можно используя только несколько факторов. Предлагается включить в модель поведения бетона еще одну переменную, характеризующую структуру материала (как характеристику его неоднородности). При извлечении образца из конструкции предлагается использовать соотношение раствор:заполнитель в качестве второго фактора. Определить это соотношение возможно, используя рисунок боковой поверхности извлеченного из конструкции образца.

Библиографический список

1. Железобетон в XXI веке: Состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России/ Госстрой России; НИИЖБ. - Готика, 2001. - 686 с.
2. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. - 2-е изд. - М., 1998. - 768 с.
3. Варламов А.А., Круциляк Ю.М. Оценка изменения структурно-деформативных характеристик бетона в процессе его эксплуатации // Бетон и железобетон - 2003. - № 5. - С. 14-16
4. Варламов А.А. Физико-механические свойства бетона (базы данных). Свидетельство о государственной регистрации базы данных № 2014620483 от 25.03.2014.
5. Варламов А.А. Статический анализ и моделирование физико-механических характеристик бетона. Электронное издание, на CD-R. Регистрационное свидетельство обязательного федерального экземпляра электронного издания № 38656 ФБГОУ ВПО Магнитогорский гос. техн. ун-т им. Г.И. Носова. 2014. Номер гос. рег. 0321500020.

АРМАТУРА

И.Н. ТИХОНОВ, В.З. МЕШКОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ им. А.А.Гвоздева)

СТЫКОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ В МОНОЛИТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В практике проектирования монолитных железобетонных конструкций повсеместно используется стыкование как отдельных арматурных стержней, так и вязаных или сварных арматурных сеток и каркасов. Виды стыковых соединений (внахлестку без сварки, сварные, выполненные посредством опрессованных или резьбовых муфт) должны выбираться проектировщиком с учетом технологии производства примененной арматуры (горячекатаная, термоупрочненная), а также в зависимости от требований к соединениям арматуры в нормативной документации по

проектированию для различных условий эксплуатации.

Эти документы регламентируют виды стыковых соединений, их расположение, соотношение диаметров стыкуемых стержней, число стыков в одном сечении железобетонного элемента, технологию выполнения соединений и т.п.

Соединения стержней внахлестку (бессварные и сварные) являются наиболее распространенными в массовом монолитном домостроении. Они просты в исполнении и достаточно надежны. В то же время

имеется ряд ограничений для этих соединений, касающиеся диаметров стыкуемых стержней, длины нахлестки и местоположения стыков, зависящие в основном от знака воспринимаемого усилия (растяжение, сжатие) и характера нагрузки (статика, динамика).

Использование технологий сварки, требующих больших тепловложений (электродуговая, контактная стыковая сварка, ванная сварка под слоем флюса и т.п.), ограничивается химическим составом сталей, используемых для производства термомеханически упрочненного арматурного проката, в случае отсутствия в нем легирующих элементов в количестве, достаточном для обеспечения качественного равнопрочного стыкового соединения. Горячекатаная арматура из низколегированных сталей марок 35ГС и 25Г2С класса А400 с содержанием углерода более 0,24% при больших локальных тепловложениях, характерных для ручной дуговой сварки прихватками и швами, подвержена образованию хрупких структур и трещин в местах соединений. Использование этой арматуры со сварными соединениями в железобетонных конструкциях зданий в сейсмоопасных районах застройки нормами проектирования России и Еврокодами ограничено (см. таблицу). За рубежом арматура из стали, аналогичной марке 35ГС, относится к категории практически несвариваемых в построечных условиях.

Термомеханически упрочненная в процессе прокатки арматурная сталь классов А400, А500 теряет прочность при высокотемпературном воздействии в процессе сварки, так как ее изготавливают в основном из недорогих марок углеродистой стали (СтЗсп, СтЗпс), имеющих в горячекатаном состоянии (без термоупрочнения) достаточно низкие прочностные свойства на уровне класса А240. Для арматуры этого вида разработаны специальные нормативные требования по сварке с ограничениями по применению.

В настоящее время в химсостав арматурных сталей для повышения прочности и улучшения свариваемости включают специальные легирующие добавки (марганец, ванадий, ниобий и др.), которые значительно увеличивают стоимость арматуры. Это обуславливает ее применение преимущественно в зданиях и сооружениях высокого уровня ответственности.

Соединения внахлестку без сварки, равнопрочность и надежность которых обеспечивается за счет сцепления с бетоном, экономически малоэффективны из-за большой длины перепуска стержней. Сварные соединения внахлестку имеют меньшую длину перепуска; они более эффективны, но требуют высокой квалификации рабочих-сварщиков. И те, и другие нахлесточные соединения технически трудно выполнимы в железобетонных элементах с большим насыщением арматурой.

Контактная стыковая сварка в условиях строительной площадки не используется из-за отсутствия мобильного оборудования для выполнения этого вида соединений.

Достаточно широко для стыковых соединений арматуры применяют электродуговую сварку с парными накладками из отрезков стержней, а также на несъемных скобах-накладках. Такие накладки компенсируют снижение прочности термомеханически упрочненных стержней от высокой температуры за счет увеличения сечения металла в соединении. Этот вид сварного соединения, позволяющий сохранить соосность стыкуемых стержней по длине, рекомендуется преимущественно для арматуры большого диаметра и для использования в железобетонных конструкциях зданий, проектируемых с учетом воздействия особых нагрузок (удары, сейсмика и т.п.).

Механические стыковые соединения посредством опрессованных или резьбовых муфт находят в последнее время все большее применение. Они рекомендуются для стыкования арматуры высотных зданий из монолитного железобетона, в том числе в сейсмоопасных зонах. Главным достоинством этих соединений является их индустриальность и исключение сварочных работ на стройплощадке. К недостаткам же относятся высокая стоимость комплектующих элементов, необходимость приобретения специального оборудования для обжимки муфт, накатки на стержнях резьбы, соблюдения усилий свинчивания резьбовых соединений (динамометрические ключи и т.п.), привлечения квалифицированного рабочего персонала и тщательного контроля качества производства работ. В стесненных условиях насыщенного армирования железобетонных элементов может оказаться затруднительным как выполнение муфтовых соединений, так и контроль их качества. Существует мнение отдельных специалистов о необходимости учета при проектировании возможной податливости муфтовых соединений арматуры.

В процессе проектирования при выборе вида стыкового соединения рабочей арматуры следует учитывать такие факторы, как достаточность геометрических размеров сечений конструкции в местах стыковки для обеспечения минимально допустимых толщин защитного слоя бетона и расстояний между стержнями для качественной укладки бетона, а также возможность качественного выполнения работ и надлежащего технического контроля.

Требования к стыковым соединениям арматуры железобетонных конструкций в действующих отечественных и зарубежных нормативных документах имеют определенные отличия, связанные с условиями эксплуатации объектов, технологическими особенностями строительных процессов, традиционными подходами составителей норм.

В таблице приведены основные положения, относящиеся к устройству сварных и бессварных стыковых соединений арматурных стержней периодического профиля, регламентируемые следующими действующими нормами проектирования: СП 63.1330-2012 "Бетонные и железобетонные конструкции", СП 14.1330-2011 "Строительство в сейсмических райо-

Тип стыка арматуры	СП 63.1330-2012 Бетонные и железобетонные конструкции	СП 14.13330-2011 Строительство в сейсмических районах	СП 35.13330-2011 Мосты и трубы	Еврокод 2 EN 1992 1-1 Проектирование железобетонных конструкций	Еврокод 8 EN 1998-1 Проектирование сейсмостойких сооружений
стыки арматуры внахлестку с сваркой	<p>Могут применяться только для стержней $\varnothing \leq 40$ мм.</p> <p>Стыки арматуры, работающей на растяжение, необходимо располагать вразбежку в одном расчетном сечении (в пределах зоны длиной $1,3l_f$) – не более 50% растянутой арматуры.</p> <p>На длине нахлестки l_f суммарное усилие в поперечной арматуре не менее 0,5 усилия в продольной.</p> <p>Стыки скатых стержней и распределительных можно располагать без разбежки.</p>	<p>Могут применяться только для стержней $\varnothing < 20$ мм (кроме колонн).</p> <p>Длина нахлестки l_f на 30% больше требуемой по СП 63.1330 для обычных конструкций.</p> <p>В одном расчетном сечении (в пределах зоны длиной $1,3l_f$) не более 50% растянутой арматуры.</p> <p>Для внецентренно сжатых элементов шаг хомутов не менее $8d$.</p> <p>В изгибаемых и внецентренно сжатых элементах стыки располагают вне зон максимальных моментов.</p>	<p>Могут применяться в изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах для стержней $\varnothing \leq 36$ мм.</p> <p>Для арматуры класса А400 при классе бетона В300 длина нахлестки не менее $29d$; для сжатых стержней – $24d$. При напряжениях выше $0,75R_{sd}$ в зоне растянутого стыка устанавливаются спиральную арматуру, а менее $0,75R_{sd}$ – хомуты с шагом не более 60 мм.</p> <p>В пределах длины, равной l_f, можно стыковать не более 50% площади рабочей арматуры периодического профиля.</p>	<p>Могут применяться.</p> <p>Стыки растянутых стержней располагают вразбежку в одном расчетном сечении (в пределах $1,3l_f$).</p> <p>При многорядном расположении растянутых стержней в каждом ряду можно стыковать до 50% арматуры, а при однорядном – до 100%.</p> <p>Стыки скатых стержней и распределительных можно располагать без разбежки.</p>	<p>Могут применяться при наличии адекватного поперечного армирования на базе требований Еврокода 2 EN 1992 1-1.</p> <p>Шаг поперечной арматуры на длине нахлестки – не более $0,25h$ и 100 мм. Площади поперечной арматуры определяют, исходя из наибольшего диаметра стыкуемых стержней.</p>
сварные стыки	<p>Соединения по ГОСТ 14098 с учетом условий эксплуатации и свариваемости стали.</p>	<p>Применяют для стержней $\varnothing > 20$ мм.</p> <p>Рекомендуются соединения дуговой сваркой на скобе-накладке или (до $\varnothing \leq 22$ мм) с парными накладками.</p> <p>Сварные стыки внахлестку допускаются в малоответственных элементах с увеличением на 30% длины швов относительно требований стандарта.</p>	<p>Сварные стыки должны располагаться вразбежку.</p> <p>Допускается стыковать на длине $15d$ не более 25% стержней растянутой арматуры, рассчитываемой и до 40% – не рассчитываемой на выносливость.</p> <p>На участках, где растянутая арматура используется менее, чем на 50%, сварные стыки можно располагать без разбежки.</p>	<p>Преимущественно применение контактной стыковой сварки.</p> <p>Не содержатся специальных требований к расположению стыков.</p>	<p>Сварные соединения внахлестку не должны располагаться в критических областях зонх локальной пластичности, обеспечивающей рассеяние энергии при сейсмическом ударе, длиной:</p> <p>в балках – $(1...2)h$ от граней колонн;</p> <p>в колоннах – $1/6l$;</p> <p>в стенах – $1/6h$.</p>
механические соединения (муфтовые)	<p>Допускаются. Несущая способность муфтовых соединений должна быть такой же, что и стыкуемых стержней (соответственно при растяжении или сжатии).</p>	<p>Допускаются независимо от сейсмичности площадки для арматуры любых диаметров.</p> <p>Для диаметров более 20 мм единственный допустимый вид бесстыкового соединения рабочей арматуры.</p>	<p>Допускаются с использованием муфт по специальным условиям на базе экспериментального подтверждения работоспособности.</p>	<p>Допускаются. Несущая способность муфтовых соединений должна быть такой же, что и стыкуемых стержней (соответственно при растяжении или сжатии).</p>	<p>Допускаются для соединений арматуры колонн и стен при условии экспериментального подтверждения работоспособности для требуемого класса пластичности данного конструктивного элемента.</p>

х", СП 35.1330-2011, а также требования международных нормативов Еврокод 2 EN 1992 1-1 "Проектирование железобетонных конструкций" и Еврокод 8 EN 1998-1 "Проектирование сейсмостойких сооружений".

Требования к соединениям без сварки стержней арматуры железобетонных конструкций общего наз-

начения в российском Своде правил СП 63.1330 и Еврокоде 2 в целом гармонизированы с незначительными отклонениями, в частности, касающимися допустимой доли стыкуемых стержней в отдельных рядах стержней при многорядном армировании. Что касается сварных стыков, то российский документ ограничивается ссылкой на ГОСТ 14098 на сварные

соединения арматуры и закладных изделий, а также на условия эксплуатации конструкций без их детализации.

Согласно СП 63.1330, так же, как и Еврокоду 2 EN 1992 1-1, допускаются бессварные соединения стержней посредством опрессованных и резьбовых муфт. Несущая способность муфтового соединения должна быть такой же, что и стыкуемых стержней (соответственно при растяжении или сжатии). Концы стыкуемых стержней следует заводить в муфту на требуемую длину, определяемую расчетом или опытным путем. При использовании муфт на резьбе должна быть обеспечена требуемая их затяжка для ликвидации в резьбе люфта.

Относящиеся к стыкованию арматуры в сейсмостойких конструкциях положения СП 14.1330, принципиально соответствуя требованиям СП 63.1330, содержат ряд дополнений конструктивного характера, основными из которых являются следующие:

- стыки внахлестку без сварки не допускаются для рабочей арматуры колонн;
- длина нахлестки принимается увеличенной на 30%;
- максимальный диаметр стыкуемых без сварки стержней – 20 мм;
- шаг хомутов в зонах стыкования стержней внахлестку не должен превышать восьми диаметров стыкуемой арматуры;
- запрещено располагать стыки внахлестку в зонах максимальных изгибающих моментов;
- не допускается стыкование без сварки элементов сборных колонн, а при длине элементов до 10,7 м (стандартной длины стержневой арматуры) требуется применение цельных стержней мерной длины;
- сварные стыки внахлестку, как правило, не допускаются, а в малоответственных конструкциях могут быть применены с увеличением протяженности фланговых сварных швов на 30%.

Соответствующие требования европейских норм проектирования сейсмостойких сооружений Еврокод 8 в меньшей степени отличаются от общих требований Еврокода 2. Дополнительно ограничивается лишь шаг хомутов на длине бессварных соединений внахлестку, который не должен превышать $0,25h$ и 100 мм. Что касается сварных соединений внахлестку, то не допускается их расположение в пределах так называемых "критических зон локальной пластичности" колонн, балок и стен.

Нормы проектирования транспортных сооружений СП 35.1330 "Мосты и трубы" содержат ряд специфических требований к стыкованию арматуры, связанных с условиями эксплуатации конструкций и установившимися представлениями в отношении выбора видов применяемой арматуры. В частности, к ним относится недопущение использования в мостовых конструкциях термомеханически упроченной арматуры А500С. Поэтому в качестве ненапрягаемой арматуры как в сварных, так и в вяза-

ных каркасах, применяют только горячекатаные стержни класса А400 с периодическим профилем по ГОСТ 5781, как правило, из стали марки 25Г2С, и гладкие стержни класса А240. Стыкование арматуры внахлестку без сварки не допускается в изгибаемых и центрально растянутых элементах, а также при использовании стержней больших диаметров (свыше 36 мм) независимо от вида напряженного состояния конструктивных элементов. Стыкование внахлестку сварных сеток является допустимым.

Стержни, как правило, стыкуют посредством контактной стыковой сварки с последующей механической обработкой места сварки абразивным электроинструментом для устранения очагов концентрации напряжений. В отличие от других отечественных норм проектирования сварные стыки требуется располагать вразбежку. В одном расчетном сечении (на длине $15d_s$) допускается стыкование не более 50% площади установленной арматуры.

Стержни периодического профиля в принципе допускается стыковать и посредством механических устройств, но только при наличии специальной технической документации, устанавливающей экспериментально подтвержденную работоспособность таких соединений.

Приведенные в статье сведения призваны дать проектировщику возможность при проработке конструктивных деталей железобетонных конструкций с целью обеспечения повышенной надежности зданий и сооружений (в частности, стойкости против прогрессирующего обрушения) применять в ряде случаев решения, ориентированные на более строгие положения смежных норм проектирования (отраслевого характера и международных), учитывающие действие динамических и многократно повторяющихся нагрузок.

По нашему мнению, при актуализации отечественных норм проектирования железобетонных конструкций различного назначения целесообразно учитывать анализ нормативных требований и опыт проектирования, накопленный, в России и за рубежом. Так, в СП 14.13330-2011 "Строительство в сейсмических районах" максимальный диаметр арматурных стержней, для которых допустимо стыкование внахлестку без сварки, вполне мог бы быть увеличен до 25 мм. Указание на необходимость расположения стыков внахлестку со сваркой и без сварки "вне зон максимальных изгибающих моментов" было бы целесообразным конкретизировать, указав положение и размеры этих зон по аналогии с Еврокодом 8 (см. таблицу). В СП 35.13330-2011 "Мосты и трубы" можно было бы рассмотреть возможность применения арматуры класса А500 с конкретизацией допустимых марок сталей, конфигураций профиля стержней этого класса: кольцевой, серповидный двух- и четырехсторонний (НИИЖБ), а также видов стыковых соединений.

М.М. КОЗЕЛКОВ, канд. техн. наук, С.С. АНТИПОВ, асп. (НИИЖБ им. А.А.Гвоздева, АО "НИЦ "Строительство")

УПРАВЛЕНИЕ ЖИЗНЕННЫМ ЦИКЛОМ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ПОМОЩИ ТЕХНОЛОГИИ ИНФОРМАЦИОННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ

На сегодняшний день самой востребованной и перспективной технологией управления жизненным циклом зданий и сооружений является информационное моделирование. Оно позволяет контролировать жизненный цикл здания с момента разработки эскизных проектов до вывода его из эксплуатации и затрагивает множество сторон строительной сферы, таких как построение бизнес процессов, архитектурное проектирование, прочностные расчеты и многое другое.

Общепринятая концепция информационного моделирования существует с 1970-х годов [1]. Результатом первых зарубежных разработок стала дебютная программа для построения виртуальной модели здания – Graphisoft's ArchiCAD, выпущенная в 1987 г. Фундаментальный труд Чака Истмана, вышедший на заре зарождения информационного моделирования, переиздаваемый и дополняемый, и по сей день [2] является настольной книгой многих компаний, взявших на вооружение информационное моделирование. Впервые термин Building information model употребили в 1992 г. Г.А.Ван Надервеен и Ф.П.Толман [3]. Затем информационное моделирование не было популярным в течение 10 лет, до тех пор пока компания Autodesk не взялась за его популяризацию [4]. Заинтересованным сообществом (преимущественно английским и американским) были введены термины и определения. Произошел пересмотр взглядов на строительные процессы в целом.

Осознавая отставание в строительной отрасли России от передовых стран, в 2014 г. решением Президиума Совета при Президенте Российской Федерации была создана технологическая платформа "Строительство и архитектура", кураторами которой являются АО "НИЦ" Строительство", МГСУ, МАРХИ и РААСН. Основной целью платформы является продвижение основных технологий современной строительной отрасли. В свою очередь, информационное моделирование и лежит в основе всех связанных со строительством процессов.

В СССР в период активных разработок в сфере систем автоматизированного проектирования рассматривалась цифровая модель объекта (ЦМО) в качестве основной формы представления информации [5], что было непосредственно связано с базами данных [6]. Базы данных первых версий были созданы в 1979 г. С другой стороны, подобные технологии тесно связаны с представлением информационных систем,

представляющих комплекс, состоящий из информационного фонда и процедур [7]. Несмотря на значительное число работ, на территории бывшего Советского Союза информационное моделирование не было реализовано в виде какой-либо программной платформы до недавнего времени. На основе работ [8] был создан ПК Сапфир, позиционирующийся как инструмент информационного моделирования.

К сожалению, на момент написания статьи, определение информационного моделирования (Building information modeling) и информационной модели (Building information model) в российских нормативных документах отсутствует. Однако, опираясь на существующие стандарты ISO данной тематики, можно определить информационную модель как компьютерное представление физических и функциональных характеристик какого-либо строительного объекта, дающее основу для принятия решений по эксплуатации объекта на протяжении его жизненного цикла, а информационное моделирование – как технологию, позволяющую работать с информационной моделью объекта строительства.

Информационная модель является аналогом реально существующего объекта строительства, в которую, в свою очередь, входят аналитические модели, являющиеся аналогами конструктивных систем. С точки зрения проектировщиков, основными требованиями к информационной и аналитическим моделям, входящим в информационную, являются:

- возможность воспроизводить в себе важные характеристики, необходимые для решения конкретно поставленных задач;
- возможность частичного изменения моделей в процессе работы с ними;
- возможность верификации информации, входящей в модели;
- соблюдение четких правил перехода от реального здания к модели и обратно.

В 1986 г. в ИСО 2394 "Общие принципы обеспечения надежности строительных конструкций" было введено понятие Б.Снарскиса о расчетной ситуации, характеризуемой расчетной схемой, видами нагрузок, значениями коэффициентов условий работы, коэффициентов надежности и перечнем предельных состояний, которые должны рассматриваться в определенной ситуации. Чем больше параметров будет иметь расчетная ситуация, тем полнее можно получить результаты расчета. Технология информаци-

онного моделирования позволяет создать модель, в которой будут учтены подобные параметры.

Также в винформационной модели может быть произведена определенная последовательность расчетных ситуаций, каждая из которых будет представлять аналитическую модель, выполненную при помощи современных методов компьютерного моделирования и расчета строительных конструкций.

Использование технологии информационного моделирования позволяет контролировать жизненный цикл строительного объекта. Отсюда возникает возможность продления срока службы строительных конструкций путем грамотного проектирования, строительства и эксплуатации сооружения в целом и каждой из конструкций по отдельности. Продление срока службы несущих конструкций может увеличить весь жизненный цикл здания, т. е. период, в течение которого осуществляются инженерные изыскания, проектирование, строительство (в том числе консервация), эксплуатация (в том числе текущие ремонты), реконструкция, капитальный ремонт, снос здания или сооружения в соответствии с техническим регламентом о безопасности зданий и сооружений.

Методы увеличения жизненного цикла несущих конструкций зданий и сооружений можно условно разделить на:

1 - применение надежных и проверенных временем проектных решений;

2 - своевременную оценку остаточной несущей способности конструкций и принятие методов по ее увеличению;

3 - обеспечение изоляции от агрессивных сред бетона и арматуры в соответствии с действующими нормами РФ [9];

4 - расчет несущих конструкций на долговечность при помощи вероятностных методов.

Технология информационного моделирования позволяет оперировать с первыми тремя методами путем оценки несущих конструкций на этапах возведения и эксплуатации объекта посредством авторских и технических надзоров, периодических обследований и мониторинга здания. Результаты этих мероприятий передаются в информационную модель, находящуюся у заказчика или доверенного лица (например, у генподрядчика). На основании ранее имевшихся данных, представленных в виде информационной модели, и данных, полученных по результатам надзора/обследования/мониторинга, принимается решение о последующей эксплуатации здания.

В процессе эксплуатации железобетонные конструкции зданий подвергаются воздействию различных факторов (влияние агрессивной среды, температурно-влажностного режима, превышение допустимых эксплуатационных нагрузок, проведение строительных работ низкого качества и прочее), изменяющих их начальные свойства, и приводящих к потере работоспособности всей несущей системы здания. Данные об этом должны также храниться в информационной модели.

При накоплении данных о различных объектах строительства постепенно актуализируется первый из выделенных ранее методов. В процессе эксплуатации выявляются реальные преимущества и недостатки различных конструктивных систем и проектных решений. Таким образом, применение технологии информационного моделирования дает возможность анализировать применяемые конструктивные решения по построенным объектам, что особенно важно для железобетонных конструкций.

По действующим нормативным документам первичные, вторичные и специальные виды защиты от коррозии железобетонных конструкций должны выполняться на протяжении всего жизненного цикла сооружения. Однако при классическом подходе к эксплуатации строительного объекта, в отличие от работы с информационной моделью, зачастую невозможно получить данные о проводимых ранее мероприятиях по защите от коррозии для корректной оценки возможности дальнейшей эксплуатации здания.

Развитие же проблемы долговечности реализуется путем оценки, прогноза и повышения долговечности железобетонных конструкций. В [10] изложена история прогнозирования долговечности и оценки всевозможных нормированных методов расчета, при использовании каждого из которых получались различные коэффициенты запаса. Наиболее распространенным стал метод предельных состояний, в рамках которого можно запроектировать рациональные сечения для конструктивных элементов здания, обеспечивающие необходимую надежность и долговечность здания в целом. При рассмотрении долговечности конструкций можно выделить следующие особенности этой проблемы:

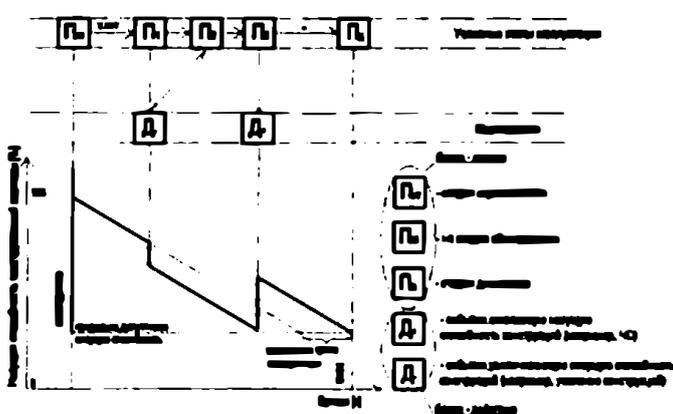
- вероятностный характер силовых и несиловых воздействий, их комплексность и взаимосвязь;

- изменчивость технических характеристик материалов и конструкций;

- влияние фактора времени на характер воздействий и свойства материалов.

Несомненно, новый подход к проектированию и эксплуатации объектов строительства может включать и оценку долговечности при помощи вероятностных методов, однако авторами в рамках данной статьи этот вопрос не рассматривается.

В настоящее время отсутствие истории эксплуатации здания часто не позволяет принимать решения о дальнейших рациональных мерах по продлению срока службы объекта. Так, например, при обнаружении трещин в несущих конструкциях необходимо заново собирать документацию по зданию, проводить обмерочные работы и по ним воссоздавать расчетные схемы (аналоги аналитическим). Разработанная информационная модель, включающая всю историю объекта, могла бы дать ответ на вопрос о его дальнейшем варианном и рациональном использовании. Подобная модель могла бы являться обновляемым паспортом здания, а ее разработка позволила бы увеличить долговечность здания.



Пример жизненного цикла здания с мероприятиями по повышению несущей способности

На данный момент на территории Российской Федерации отсутствуют какие-либо нормативные документы и руководства для работы по технологии информационного моделирования, в отличие от Англии [11, 12], США [13], Канады [14], Сингапура [15], Австралии [16], Финляндии [17], Новой Зеландии [18], Норвегии [19] и ряда других стран. Однако разработка соответствующих государственных стандартов активно ведется под руководством лаборатории автоматизации исследований и проектирования сооружений НИЦ Строительство. Также в данной области действуют международные стандарты ISO.

Российские, в частности, нормы не дают указаний на то, как может быть увеличен срок службы зданий, а расчетные комплексы способны оценить несущую способность конструктивных элементов только на определенном этапе эксплуатации. Поэтому решение вопроса долговечности следует искать в комплексном подходе к зданию – моделированию его жизненного цикла.

В российских нормах [20] описана определенная стадийность расчета, зависящая от фактического состояния несущих конструкций. При расчете на этапе проектирования рекомендуется применять понижающие коэффициенты для модулей упругости вертикальных сжатых элементов и плит перекрытий (покрытий). Они обоснованы возможным образованием трещин в изгибаемых плитных элементах, а следовательно, снижением их жесткости. На последующих этапах расчета, когда по результатам обследования известно фактическое армирование конструкций, образование трещин и развитие неупругих деформаций, необходимо вводить уточненные значения жесткостей элементов и выполнять расчет с учетом нелинейной работы конструкций.

Для решения этой задачи в рамках новой технологии потребуется произвести моделирование жизненного цикла здания с момента его возведения до сноса, подтверждая возможность каждого последующего этапа эксплуатации объекта расчетом несущих конструкций здания в фактический момент его жизненного цикла. В таком случае информационная модель сооружения будет содержать в себе аналитические модели, соответствующие этапам эксплуатации объекта, на которых можно определить факти-

ческую несущую способность и остаточный срок службы несущих конструкций.

Подобная работа с моделью даст возможность представить жизненный цикл несущей системы здания в виде графика (пример см. на рисунке), где блоки-стадии и блоки-действия должны создаваться по определенным правилам и включать определенную информацию. Подобным образом жизненный цикл строительного объекта может быть записан в виде блок-схемы для автоматизации принятия решений в различные периоды эксплуатации.

Выводы

На данный момент в Российской Федерации отсутствует нормативная база по информационному моделированию, а сама технология не имеет научного обоснования. Несмотря на активное продвижение информационного моделирования отдельными компаниями и некоммерческими организациями, необходим научный подход к устоявшимся решениям в рамках новой технологии.

Представление здания в виде информационной модели, включающей множество аналитических моделей, соответствующих этапам эксплуатации объекта, поможет учесть изменение несущей способности конструктивных элементов сооружения на протяжении жизненного цикла здания. Последовательная и методичная работа с информационной моделью позволит не только избежать ошибок проектирования, усиления несущих конструкций и эксплуатации здания, но и даст мощный экономический эффект, связанный с уменьшением рисков незапланированных затрат.

На основе технологии информационного моделирования возможно создание электронного паспорта объекта строительства, а методику постадийного расчета по СП 52-103-2007 можно принять за отправную точку к разработке системы контроля несущей способности конструкций в рамках моделей.

На сегодняшний день применение такой технологии является важным и прогрессивным шагом для всей строительной отрасли. Ввиду этого должны меняться процессы проектирования и контроля за строительством и эксплуатацией объектов строительства. Эти процессы должны быть описаны, упорядочены, оптимизированы и сведены в единую, научно обоснованную методику.

Библиографический список

1. Eastman, Charles, Fisher, David, Lafue, Gilles, Lividini, Joseph, Stoker, Douglas, Yessios, Chrliatos An Outline of the Building Description System. Institute of Physical Planning, Carnegie-Mellon University, 1974. - 23 с.
2. Eastman C, Telcholz P, Sacks R, Liston K. BIM Handbook. A guide to building information modelling for owners, managers, designers, engineers, and contractors. 2nd ed., TH437.B53, 2011. - 650 с.
3. Van Nederveen G.A, Tolman F.P. Modelling multiple views on buildings. Automation in Construction, volume 1, Issue 3, 1992. 215-224 с.
4. San R. Building Information Modeling. Inc. Autodesk, 2003. - 7 с.

5. Федоров М.А. О совершенствовании логической схемы базы данных и программных средств "цифровой модели объекта". - М.: Основные проблемы разработки и внедрения САПР, 1986.
6. Мусеев О.Я., Шалыгин М.И. Архитектура "банка проектных данных". - М.: Основные проблемы разработки и внедрения САПР, 1986.
7. Криницикий Н.А., Миронов Г.А., Фралов Г.Д. Автоматизированные информационные системы. - М.: Нвула, 1982.
8. Барабаш М.С. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом стадий жизненного цикла зданий и сооружений.
9. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. - М: ФАУ ФЦС, 2011. - 99 с.
10. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. - М: Изд-во АСВ, 1999 - 304 с.
11. AEC (UK) BIM Protocol Version 2.0. Implementing UK BIM Standards for the Architectural, Engineering and Construction Industry. The British Standards Institution, 2012. - 46 с.
12. PAS 1192-2:2013. Specification for information management for the capital/delivery phase of construction projects using build-

- ing information modeling. The British Standards Institution, 2013. - 68 с.
13. National BIM standard - United States. Version 2. National Institute of building sciences buildingSMART alliance, 2012. - 676 с.
14. AEC (CAN) BIM protocol. Implementing Canadian BIM Standards for the Architectural, Engineering and Construction industry based on international collaboration. Version 1. The AEC (UK) committee, AEC (CAN) CanBIM designers committee, 2012. - 54 с.
15. Singapore BIM Guide. Version 2. Building and construction authority, 2013. - 70 с.
16. NATSPEC National BIM guide. Version 1. Construction Information systems, 2011. - 34 с.
17. Common BIM Requirements 2012. Series 1. General part. COBIM project, 2012. - 22 с.
18. New Zealand BIM Handbook. A guide to enabling BIM on building projects. Building and construction productivity partnership, 2014. - 142 с.
19. BIM user manual. Version 2.0. Norwegian home builders' association, 2012. - 38 с.
20. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. - М: ФГУП НИЦ Строительств, 2007. - 22 с.

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

М.Б. КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация ЗАО); **Г.Г. КАРЯН**, инж. (НИЦ "Геотехника, тоннели и метрополитены")

СРАВНЕНИЕ РАСЧЕТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБДЕЛОК ТОННЕЛЕЙ ПО РАЗЛИЧНЫМ ЭВМ-ПРОГРАММАМ

В предлагаемой статье рассматриваются железобетонные обделки железнодорожных и автодорожных тоннелей. Обделки могут иметь различную форму поперечного сечения. Возможный вариант представлен на рис. 1 [1].

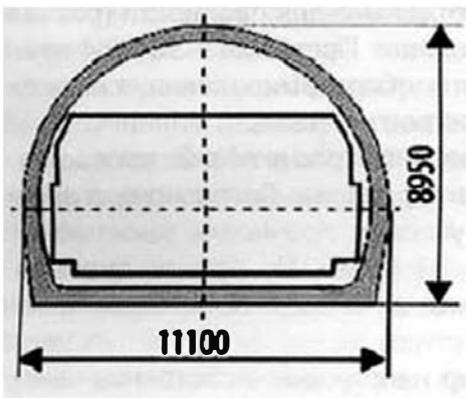


Рис. 1. Вариант поперечного сечения железобетонной обделки тоннеля

Одной из основных нагрузок на конструкцию является давление грунта. Кроме того, действуют нагрузки от собственного веса конструкций, гидростатического давления, изменения температуры, движущегося транспорта и др. Усилия в обделках объемно определяют расчетом на ЭВМ с использованием метода конечных элементов. Затем находят наиболее невыгодные сочетания загружений. На последнем этапе определяют или проверяют армирование. Этот последний этап является предметом нашего обсуждения.

В п. 5.6.5 СП 122.13330.2012 "Тоннели железнодорожные и автодорожные" [2] указано, что расчет железобетонных обделок необходимо выполнять по

СП 63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции" [3]. В некоторых проектных организациях используют также методику СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" [4]. Расчеты по [3, 4] реализованы в различных ЭВМ-программах.

При правильной реализации в случае одинаковых исходных данных расчеты по различным программам должны давать одинаковые результаты. На практике же результаты часто оказываются различными. Чтобы выяснить, насколько велики указанные различия, авторы статьи провели исследование, в котором сравнивали результаты расчетов одного и того же объекта по различным программам. Расчеты проводили по деформационной модели [3] и по предельным усилиям [4].

Объектом исследования служило продольное сечение обделки реально запроектированного и построенного тоннеля. Сечение имеет прямоугольную форму, ширина и высота которого равны соответственно 1000 и 450 мм.

На расстояниях 50 мм от верхней и нижней стороны расположены по 6 арматурных стержней одинакового диаметра. На рис. 2 показаны геометрические размеры сечения и расположение арматуры. Кроме того, представлено напряженное состояние сечения при расчете прочности в соответствии с [4] по программе "ОМ СНиП Железобетон"; более подробно этот вопрос обсуждается ниже.

На сечение действуют усилия от длительных нагрузок – продольная сжимающая сила $N = 586,3$ кН и

изгибающий момент $M = 335,3$ кНм. Класс бетона В45, класс арматуры А400 или А-III при расчетах соответственно по [3, 4]. Из-за особенностей расположения сечения в конструкции обделки условия продольного изгиба не учитываются.



Рис. 2. Расчетная схема сечения обделки тоннеля

Сравнивались результаты расчетов, полученные по следующим программам:

- РК-7 (разработана в ОАО "Ленметрогипротранс");
- ОМ СНиП Железобетон, версия 8.2 (ОМ СНиП);
- Арбат, версия 2.1.1;
- ЛАРМ-САПР 2013, локальный режим армирования (Лири 13);
- ЛАРМ-САПР 2015, локальный режим армирования (Лири 15);
- ЭСПРИ, версия 2.1 (программа семейства Лири-САПР).

При проектировании расчет прочности выполняли по программе РК-7. Проверку трещиностойкости не проводили, хотя в п. 5.6.3 [2] указано, что конструкции следует рассчитывать по предельным состояниям первой и второй групп. Правда, здесь же отмечено, что расчеты конструкций по предельным состояниям обеих групп допускается не проводить, если существуют аналоги с достаточным опытом применения. С нашей точки зрения, это указание не служит оправданием отсутствия расчета на трещиностойкость. Можно вообще не проводить никакого расчета. Однако если расчет выполняется, то необходимо учитывать требования двух предельных состояний.

Дополнительно необходимо применять два коэффициента:

- надежности по ответственности, согласно п. 10.1 [5] и п. 5.6.2 [2];
- условий работы 0.9 для монолитных обделок, согласно п. 5.6.5 [2].

Эти коэффициенты при проектировании не вводились. Чтобы получить сравнимые результаты, коэффициенты не учитывались и в расчетах по всем перечисленным выше программам.

Выполнялись расчеты двух типов – проверка и подбор армирования. При проверке рядом попыток определяли минимальный диаметр арматурных стержней, при котором выполнялись требования рассматриваемого предельного состояния. При под-

боре этот диаметр определяли непосредственно из расчета. Естественно, при правильном расчете и в случае подбора, и в случае проверки диаметры должны быть одинаковыми. Предельное кратковременное и длительное раскрытие трещин принималось равным соответственно 0,4 и 0,2 мм. Коэффициент надежности по нагрузке считался равным 1,15.

Результаты представлены в таблице. Для условий расчетов приняты следующие обозначения:

- [3, 4] – ссылки на документ в библиографическом списке;
- 1, 2 – выполнение расчетов с учетом требований соответственно только первого предельного состояния или обоих предельных состояний;
- Пр, Пб – соответственно проверка или подбор армирования.

Например, обозначение "[3], 2, Пр" показывает, что выполнялась проверка армирования по СП 63 с учетом требований прочности и трещиностойкости.

№№ расчетов	Условия расчетов	Диаметры арматурных стержней, мм, полученные по программам					
		РК-7	ОМ СНиП	Арбат	Лири 13	Лири 15	ЭСПРИ
1	[4], 1. Пр	-	20	18	-	-	-
2	[4], 1. Пб	18	20	18	20	20	20
3	[4], 2. Пр	-	28	28	14	28	-
4	[4], 2. Пб	-	28	32	25	32	25
5	[3], 1. Пр	-	20	20	-	-	-
6	[3], 1. Пб	-	20	18	20	20	20
7	[3], 2. Пр	-	28	25	20	28	-
8	[3], 2. Пб	-	28	28	28	32, 28?	32

Проверки по Лири 13 и Лири 15 можно выполнить только совместно для обоих предельных состояний. Поэтому результаты отдельно для прочности (расчеты № 1 и 5) не приведены. Программа ЭСПРИ предусматривает только подбор армирования, т.е. расчеты № 1, 3, 5, 7 выполнить нельзя.

Рассмотрим поверочный расчет № 2, проведенный по РК-7 при проектировании. Согласно программе, оказалось, что условия прочности выполнены при диаметре стержней 18 мм. По Арбату, диаметр стержней равен 16 мм, а по всем остальным программам 20 мм.

На рис. 2 показано напряженное состояние сечения, полученное по ОМ СНиП. Высота сжатой зоны оказалась равной 39 мм. На рисунке указаны напряжения, полученные во всех арматурных стержнях. Зная расчетное сопротивление бетона, легко проверить выполнение условий равновесия – сумма проекций всех сил на горизонтальную ось равна нулю. Значит, решение правильное. Также легко вычислить действующий и воспринимаемый моменты относительно центра тяжести растянутой арматуры. Они оказались равными соответственно 452,49 и 439,41 кНм, т.е. прочность сечения не обеспечена. Таким образом, полученные по РК-7 и Арбату диаметры стержней, равные соответственно 18 и 16 мм, ошибочны и не обеспечивают прочности сечения.

Решение по всем остальным программам (диаметры равны 20 мм) совпадают и являются правильными.

В расчете № 1 при проверке по Арбату диаметры стержней (18 мм) оказались иными, чем при подборе в расчете № 2 (16 мм), а при правильном расчете, как указывалось, они должны быть одинаковыми.

В расчете № 3 по ОМ СНиП, Арбату, Лире 15 получены одинаковые диаметры 28 мм. По Лире 13 диаметры оказались равными 14 мм, т.е., площадь сечения арматуры в 4 раза меньше, чем по трем другим указанным программам.

В расчете № 4 (подбор) ни один из результатов, полученных по Арбату, Лире 13, Лире 15, не совпадает с соответствующим результатом в расчете № 3 (проверка). Результат по ЭСПРИ (25 мм) совпадает и не совпадает с результатами соответственно по Лире 13 и Лире 15, хотя у всех трех программ один и тот же разработчик. Отношение площадей сечения арматуры, полученных в расчетах № 4 и 3 соответственно по Лире 15 и Лире 13, оказалось равным 5,2, хотя, конечно, указанные площади должны быть равны.

В расчете № 5 получены одни и те же результаты (20 мм) по ОМ СНиП и Арбату. В расчете № 6 (подбор) оказались одинаковыми диаметры (20 мм) по ОМ СНиП, Лире 13, Лире 15, ЭСПРИ, а результат по Арбату (18 мм) не совпал с полученным в расчете № 5 (проверка).

В расчете № 7 совпали результаты (28 мм) по ОМ СНиП и Лире 15. По Арбату и Лире 13 диаметры оказались меньше и равны соответственно 25 и 20 мм.

В расчете № 8 обратим внимание на противоречивость результатов по Лире 15. В условиях указано, что подбирается симметричная арматура. Вместе с тем, получена разная общая площадь сечения растянутых и сжатых арматурных стержней (соответственно 40,47 и 36,47 см²), так что не понятно, какое значение правильно. Поэтому в таблице приведены оба полученных диаметра и поставлен знак вопроса. В этом же расчете по ЭСПРИ получен диаметр 32 мм. Во всех остальных программах диаметр оказался равным 28 мм.

Таким образом, можно констатировать следующее. Рассмотрен сравнительно простой случай – расчет железобетонного элемента на одноосное внецентренное сжатие без учета продольного изгиба. Казалось бы, результаты по различным программам должны быть близки. В действительности же разброс просто огромен: при одинаковых условиях расчета получаемые площади сечения арматуры в одном из случаев отличались более, чем в 5 раз.

Три программы компании Лира-САПР – Лира 13, Лира 15, ЭСПРИ – дают различные результаты при тех же исходных данных. Отметим, что интерфейс этих программ не позволяет указать усилия, действующие от длительных и кратковременных нагрузок. Без этого правильный расчет в общем случае невозможен. В программе Арбат вводят общий коэффициент длительности, хотя в реальном проектировании, как правило, коэффициенты длительности

различны для различных видов усилий (например, продольных сил и изгибающих моментов).

Исключая "ОМ СНиП Железобетон", ни в одной программе, ни в одном случае результаты подбора и проверки не совпали, что свидетельствует о внутренней противоречивости программ Арбат, Лира 13, Лира 15.

Для обеспечения трещиностойкости обычно требуется увеличивать площадь сечения арматуры, по сравнению с требуемой из условий прочности. Поэтому расчет по второму предельному состоянию является обязательным. При проектировании рассматриваемой конструкции это требование выполнено не было. В результате этой и подобных ошибок армирование во время строительства пришлось увеличивать.

Согласно п. 8.1.1 СП 63 [3], сечения рассматриваемого типа (прямоугольные с симметричной арматурой у граней) можно рассчитывать как по предельным усилиям, так и по деформационной модели. Методика расчета по предельным усилиям одинакова в документах [3] и [4], отличаются только прочностные характеристики арматуры. Поэтому расчет можно проводить по обоим документам при характеристиках арматуры по [3]. Сравнение расчетов № 1, 2 с 5, 6 и 3, 4 с 7, 8 показывает, что результаты, полученные по программе "ОМ СНиП Железобетон" в соответствии с [3] и [4], одинаковы.

Полезным при выборе программы является ее тестирование по [6]. Рассмотренный в статье пример также может быть использован как тестовый.

Выводы

1. Проектировщик должен тщательно выбирать программу для расчета армирования железобетонных обделок тоннелей, поскольку получаемые по разным программам результаты могут отличаться в несколько раз. Рекомендуется проводить тестирование, например, по [6] и следить, чтобы совпадали результаты проверки и подбора. Для тестирования можно также использовать пример данной статьи.

2. Расчеты можно выполнять как по деформационной модели [3], так и по предельным усилиям [3, 4]. При расчетах по [4] характеристики арматуры следует принимать по [3].

3. В расчетах необходимо учитывать требования прочности и трещиностойкости, а также коэффициенты надежности по ответственности и условий работы согласно документам [2, 5].

4. Программы Арбат и Лира-САПР являются внутренне противоречивыми и не дают надежных результатов.

5. Из рассмотренных программ для использования рекомендуется "ОМ СНиП Железобетон".

Библиографический список

1. Якунин В.И., Тони О.В., Ивашкин А.Г., Грабовый П.Г., Шукров И.С., Солицев Е.А., Попельныхов С.Н. Инновационные технологические решения при проектировании и строительстве

- тоннелей и мостов олимпийской трассы - теория, практика. Под общей ред. проф. П.Г. Гребового. - М., 2013. - 536 с.
2. СП 122.13330.2012. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Актуализированная редакция СНиП 32-04-97. - М., 2012. - 133 с.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - М., 2012. - 155 с.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. - М., 1989. - 79 с.
5. ГОСТ Р 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. - М.: Стандартинформ, 2015. - 14 с.

6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций на ЭВМ (к СП 63.13330.2012). - Интернет-издание <http://www.youtube.com/watch?v=8elpQghTJHk>.

За дополнительной информацией просьба обращаться по e-mail в НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ ЗАО mdkrakov@yandex.ru; и в НИЦ ГТМ k.00741@yandex.ru; в ЗАО ОПТИМИЗАЦИЯ можно получить информацию о приобретении программы "ОМ СНиП Железобетон".

СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

М.Г. КОРЕВИЦКАЯ, Д.В. КУЗЕВАНОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ ДЛЯ МЕХАНИЧЕСКИХ МЕТОДОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

Межгосударственным советом по стандартизации, метрологии и сертификации (МГС) утвержден и введен в действие с 01.04.2016 г. межгосударственный стандарт ГОСТ 22690-2015 "Бетоны. Определенные прочности механическими методами неразрушающего контроля". Указанный стандарт внесен техническим комитетом по стандартизации ТК465 "Строительство" Российской Федерации, разработан специалистами НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, структурным подразделением АО "НИЦ "Строительство" взамен ГОСТ 22690-88.

Данный ГОСТ пересматривается последним в группе стандартов, регламентирующих неразрушающий контроль и оценку прочности бетона конструкций. Ранее внесены изменения в ГОСТ 18105 (2010 г.) и ГОСТ 17624 (2012 г.). Сам пересмотр ГОСТ 22690-88 обусловлен двумя основными причинами: наличием в тексте устаревших данных о приборах неразрушающего контроля и необходимостью увязать стандарт с уточненными методиками и принципами контроля монолитных конструкций.

Действительно, стандарт 1988 г. ориентирован в большей мере на заводской контроль и построение градуировочных зависимостей по контрольным образцам, а введенные ограничения и характеристики приборов соответствуют уровню развития техники 1970-1980 гг.

Изначально при подготовке редакции стандарта ГОСТ 22690 были внесены следующие изменения:

- структура стандарта приведена в соответствие с обновленными требованиями с добавлением разделов "Нормативные ссылки" и "Термины и определения";
- добавлены положения для построения градуировочной зависимости по результатам контроля прочности бетона непосредственно в конструкции, что актуально для монолитного строительства;

- исключены справочные данные о приборах и отдельно оговорены условия применения приборов, градуированных в единицах прочности бетона.

Последние изменения связаны с появлением множества новых приборов, позволяющих проводить контроль прочности бетона неразрушающими методами. Однако от идеи перечисления данных приборов в стандарте, в том числе в справочном приложении, как это было в редакции 1988 г., решено было отказаться с целью не создавать конкурентных преимуществ производителям приборов и не ограничивать развития приборной базы в ближайшей перспективе. В стандарте оставлены только требования к техническим характеристикам приборов и их точности.

В рамках процедуры общественного обсуждения проекта стандарта поступило большое количество предложений по совершенствованию данного ГОСТ, в том числе основной терминологии. Большая дискуссия была развернута относительно термина "прямые неразрушающие методы определения прочности бетона", закрепленного в ГОСТ 18105-2010 применительно к методу отрыва со скалыванием и скалыванием ребра без дополнительных уточнений. При этом существуют ситуации, когда и указанные методы могут являться косвенными и требовать построения градуировочной зависимости. В итоге компромиссным решением оказалось уточнение данного термина в ГОСТ 22690 как методов, предполагающих стандартную схему испытания и допускающих использование известных градуировочных зависимостей без специальной привязки.

Отсюда появилось и понятие стандартной схемы испытания (схема размещения прибора, типы применяемых устройств, виды бетонов и прочность конструкций) – т.е. условий, при которых метод отрыва со скалыванием и метод скола ребра не тре-

буют выявления или уточнения зависимостей между прочностью бетона и усилием местного разрушения бетона.

Также в новой редакции стандарта на основании проведенных исследований с применением современных приборов неразрушающего контроля расширен диапазон применения методов испытаний. Введены положения, которые позволяют пользоваться данным стандартом и за пределами рекомендуемых диапазонов после специального научно-технического обоснования, что делает данный стандарт открытым для дальнейшего развития методологии неразрушающего контроля и приборной базы.

Несмотря на имевшиеся предложения по расширению температурных диапазонов применения механических неразрушающих методов, вернулись к норме 1988 г., устанавливающей ограничение на применение данных методов при температуре не ниже минус 10°С. При этом особо оговорена процедура контроля в зимних условиях, когда допускается локальный обогрев бетона на участках контроля.

Раздел 6 стандарта структурирован. Отдельно выделены требования по построению градуировочных зависимостей по данным параллельных испытаний непосредственно в конструкции и по данным испытаний контрольных образцов.

Норма о допустимости построения единой градуировочной зависимости для бетонов одного вида, отличающихся по номинальному составу и значению нормируемой прочности, но не более трех нормированных классов, как она сохранилась в ГОСТ 17624-2012, вызывала много вопросов на практике. Данное условие переработано и представлено в виде четких ограничений по допустимым пределам отклонений единичных значений прочности, используемых при построении градуировочной зависимости, от средней величины. Такой подход позволит более четко оценивать исходные данные и полученные градуировочные зависимости.

Сами требования к последним несколько изменены. Появились требования к коэффициенту корреляции для линейных зависимостей (индексу корреляции для нелинейных зависимостей). В приложении Е приведена методика построения линейной градуировочной зависимости, но данное приложение имеет рекомендательный характер. При выполнении требований стандарта к статистическим характеристикам зависимости допускаются и нелинейные зависимости.

Раздел 7 стандарта, посвященный собственно методам испытаний, дополнен отдельными требованиями и уточнениями. Наиболее важными из них являются уточнения требования к количеству испытаний методом отрыва со скалыванием на каждом участке при использовании анкеров с глубиной заделки менее 40 мм. В этом случае на каждом участке выполняется не менее двух испытаний, а прочность участка конструкции оценивается как среднее значение. Дополнительно оговорены положения по корректировке результа-

тов с учетом проскальзывания анкеров при выполнении испытаний методом отрыва со скалыванием. С позиций гармонизации с EN 12504 "Испытание бетона в конструкциях" изменены требования по минимальному числу испытаний на каждом участке для метода упругого отскока, реализованного во многих приборах зарубежного производства.

В раздел 8 стандарта перенесены все положения, касающиеся обработки результатов, в том числе по ГОСТ 18105. Требования к обработке и оформлению результатов сформулированы для исключения довольно распространенных и типичных ошибок, которые совершаются при контроле. Так, специально оговорено, какими схемами необходимо пользоваться при оценке класса бетона по ГОСТ 18105 в зависимости от того, строилась или уточнялась (привязывалась) градуировочная зависимость. Для исключения попыток оценки класса в каждой точке измерений, а это является наиболее распространенной и грубой на сегодня ошибкой, представлена специальная форма журнала испытаний с пояснениями по ее заполнению.

В приложении А-Г отражены стандартные схемы испытаний для метода отрыва со скалыванием и метода скола ребра и применяемые для них зависимости, позволяющие получить значение прочности бетона. Уточнены диапазоны прочности бетона для применения данных схем. Для метода отрыва со скалыванием установлены дополнительные требования к размещению приборов, размерам анкерных устройств и расчетным коэффициентам. Достаточно нестабильный (по результатам последних исследований) анкер с глубиной заделки 30 мм не вошел в перечень анкерных устройств, рекомендуемых для стандартной схемы.

Также исключена зависимость расчетных коэффициентов от режима тепловлажностной обработки. В редакции 1988 г. была возможность повышать на 20% прочность бетона, получаемого методом отрыва со скалыванием в конструкциях после тепловой обработки. При этом оставались вопросы о режиме нагрева-остывания, и данным условием нередко пользовались лаборатории при контроле зимнего монолитного бетона, не имеющего отношения к заводским условиям пропаривания. Учитывая, что в заводских условиях вопрос построения специальной градуировочной зависимости может и должен быть решен на общих основаниях, учет тепловлажностной обработки из стандартной схемы испытаний исключен.

В целом внесенные изменения направлены на совершенствование системы контроля и оценки прочности бетона в конструкциях. Опыт переработки ГОСТ 22690-2015 является хорошим примером учета результатов современных исследований, общественного обсуждения и анализа распространенных проблем и ошибок при контроле прочности бетона. Совершенствование нормативной базы методов неразрушающего контроля прочности бетона является актуальным направлением, в особенности для сов-

ременных видов высокофункциональных и высокопрочных бетонов. Исследования, направленные на развитие системы стандартов в области контроля

прочности бетона, должны продолжаться и обязательно будут учитываться в последующих редакциях стандартов.

БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В.С. УТКИН, д-р техн. наук, С.А. СОЛОВЬЕВ, инж. (Вологодский государственный ун-т)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСТАТОЧНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПО КРИТЕРИЮ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН

Железобетонные балки нашли применение во многих конструкциях в качестве несущих элементов. Одним из показателей безопасной работы балок является их остаточная несущая способность. Согласно вступившему в силу с 1 сентября 2011 г. ГОСТ Р 54257-2010 "Надежность строительных конструкций и оснований", несущая способность конструкции – это максимальный эффект воздействия, реализуемый в строительном объеме без превышения предельных состояний. По этому же стандарту, предельное состояние строительного объекта – это состояние строительного объекта, при превышении которого его эксплуатация недопустима, затруднена или нецелесообразна. Однако существует множество факторов, со временем снижающих несущую способность железобетонных балок, например, деградация бетона и арматуры балки, ошибки при ее изготовлении и монтаже, неправильная эксплуатация и др.

В [1] отмечено, что низкое качество строительных объектов, возведенных в стране за последние 20-25 лет, является причиной роста числа обрушений зданий и сооружений, нередко сопровождающихся гибелью людей. В [2] приведена информация о том, что, по данным статистической отчетности Минстроя России за 2013 г., в целом по стране средний срок службы существующих строительных конструкций превышает нормативный срок более чем в два раза. Вследствие этого за последние десятилетия можно наблюдать рост аварий на строительных объектах. Анализ причин этого показывает, что большинство аварий возникает из-за снижения несущей способности несущих конструкций здания или сооружения в процессе эксплуатации. Так, например, в 2011 г. в г. Пушкин обрушилась кровля спортзала. Причиной этого явилась утрата несущей способности железобетонной стропильной балки. Таким образом, анализ остаточной несущей способности конструкций необходим, чтобы оценить запас живучести и способности их безопасной эксплуатации.

Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. №384-ФЗ "Технический регламент о безопасности зданий и сооружений" гласит, что выполнение требований ме-

ханической безопасности должно быть обосновано расчетами и иными способами, подтверждающими, что в процессе строительства и эксплуатации здания или сооружения его строительные конструкции не достигнут предельного состояния по прочности, жесткости и устойчивости. Но в то же время в [2] и [3] отмечено, что в настоящее время нет надежных методов оценки остаточной несущей способности для ряда несущих элементов по различным критериям работоспособности, в том числе железобетонных балок по критерию ширины раскрытия трещин. Следовательно, разработка и совершенствование методов определения остаточной несущей способности, как одного из показателей механической безопасности несущих конструкций, является актуальной задачей.

Остаточная несущая способность железобетонной балки может оцениваться по различным критериям работоспособности. В качестве таких критериев по СП 63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения" являются прочность бетона и арматуры балки, жесткость (стрела прогиба и угловые перемещения), трещинообразование, ширина раскрытия трещин и длина трещины. Определение остаточной несущей способности железобетонной балки по критерию прочности было рассмотрено в [4], а по критерию жесткости (прогибу балки) в [5]. В работе [6] приведен способ оценки остаточной несущей способности железобетонных балок на стадии эксплуатации по критерию прочности арматуры и бетона.

В данной статье предлагается рассмотреть задачу определения остаточной несущей способности балки по критерию ширины раскрытия трещин. Трещина в бетоне растянутой зоны балки приводит к резкому возрастанию напряжений в арматуре, смещению нейтральной оси и увеличению напряжений в сжатой зоне бетона балки. Кроме того, наличие трещин способствует развитию коррозии арматуры и увеличению прогибов балки. Все это снижает ее несущую способность, мерой которой служит значение предельной нагрузки, не допускающей превышения предельного состояния балки, в частности по ширине раскрытия трещины в растянутой зоне бетона.

Согласно [7], одной из проблем деформирования железобетонных конструкций является раннее образование трещин в растянутой зоне бетона конструкции. Там же отмечено, что практика эксплуатации железобетонных конструкций показала, что появление трещин в растянутой зоне бетона неизбежно. В [8] в качестве критерия образования трещины в нормальном сечении можно принять достижение крайним волокном растянутой зоны бетона предельного значения относительной деформации бетона $\varepsilon_{bl,пр}$.

Действительно, наличие трещин во многих случаях неизбежно, но не является однозначно показателем опасности для эксплуатации конструкций, так как определенная ширина раскрытия трещины, установленная нормативными документами, не вызывает значительного снижения прочности и не нарушает в ряде случаев нормальную эксплуатацию строительного объекта. Согласно СП 63.13330.2012, предельная ширина раскрытия трещин назначается из условия обеспечения сохранности арматуры от коррозии и из условия ограничения проницаемости конструкций.

В вопросах работы железобетона с трещинами стоит отметить фундаментальный труд Н.И. Карпеню "Теория деформирования железобетона с трещинами" [9], в котором анализируется работа железобетонных элементов с различными видами трещин и при различных видах нагружений. В [10] выведены расчетные формулы определения ширины раскрытия трещин и приведены значения предельных величин их раскрытия.

В то же время следует отметить, что в ряде случаев эксплуатации железобетонных конструкций образование и раскрытие трещин в бетоне конструкций недопустимо, например, в уникальных зданиях по показателю их долговечности. При определенных условиях эксплуатации железобетонных балок предельная ширина раскрытия трещин также снижается. Так, например, по СП 28.13330.2012 для железобетонных конструкций с арматурой класса А600, эксплуатируемых в сильноагрессивной газообразной среде, предельная ширина продолжительного раскрытия трещин принимается равной 0,1 мм. Поэтому даже небольшая, всего 0,1 мм, ширина раскрытия трещин может быть симптомом опасного состояния несущих конструкций. В [11] отмечается, что ширина опасного раскрытия трещин требует индивидуальной оценки, указывается на необходимость организации систематического наблюдения за трещинами на строительных конструкциях. В СП 63.13330.2012 приводятся значения предельной ширины раскрытия трещин в балках, а в [12] еще и в зависимости от расстояния между трещинами. В [13] предлагается переходить к расчетам несущих железобетонных конструкций методами механики разрушения.

Основной проблемой при оценке несущей способности железобетонной балки является определение значения предельной нагрузки по различным критериям работоспособности, в том числе по критерию ширины раскрытия трещин. В связи с этим пред-

лагается рассмотреть метод определения предельной нагрузки именно по этому критерию. По СП 63.13330.2012 расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин производится исходя из условия:

$$a_{crс} \leq a_{crс,ult} \quad (1)$$

где $a_{crс}$ - ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки; $a_{crс,ult}$ - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Рассмотрим определение предельной нагрузки на балку по математической модели (1). Для начала возьмем случай при наличии одной трещины в растянутой зоне железобетонной балки. Такой случай характерен для свободно опертой балки с сосредоточенной силой в середине пролета, для которой максимальный изгибающий момент $M_{max} = Fl/4$, где F - значение сосредоточенной силы; l - длина (пролет) балки.

Ширина раскрытия трещин по СП 63.13330.2012 определяется по формуле:

$$a_{crс} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s (\sigma_s / E_s) l_s \quad (2)$$

Значение всех коэффициентов и других параметров в (2) можно найти в указаниях упомянутого СП.

В [8, 10] ширина раскрытия трещины может определяться с некоторой погрешностью по формуле:

$$a_{crс} = \psi_s (\sigma_s / E_s) l_s \quad (3)$$

Напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от внешней нагрузки по названному СП определяется по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} a_{s1} \quad (4)$$

где M - изгибающий момент в сечении балки с трещиной; h_0 - рабочая высота сечения балки; y_c - высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения. По этому СП для изгибаемых элементов принимается $y_c = x$, значение которой можно определить экспериментально в сечении с трещиной путем измерения деформации бетона балки, например по результатам измерения деформаций в 2-3 точках по высоте балки при дополнительном нагружении (разгрузении); I_{red} - приведенный момент инерции приведенного поперечного сечения балки [10]; a_{s1} - отношение соответствующих модулей упругости арматуры и бетона:

$$a_{s1} = E_s / E_{b,red} \quad (5)$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле:

$$E_{b,red} = R_{b,n} / \varepsilon_{bl,red} \quad (6)$$

где $R_{b,n}$ - нормативное сопротивление бетона осевому сжатию; $\varepsilon_{bl,red}$ - предельная относительная деформация бетона при продолжительном действии нагрузки, принимается по СП 63.13330.2012 равной 0,0015.

Подставляя (6) в (5), а затем (5) в (4), имеем:

$$\sigma_s = 0,0015 \frac{M(h_0 - x)E_s}{I_{red}R_{b,n}} \quad (7)$$

По п. 8.2.26 названного СП значение I_{red} допускается определять без учета арматуры, например, для прямоугольного сечения балки $I_{red} = bh^3/12$. Тогда с учетом (7) формула (3) для железобетонной балки прямоугольного сечения примет вид:

$$a_{crc} = 0,018 \frac{\psi_s I_s M (h_0 - x)}{bh^3 R_{b,n}} \quad (8)$$

При выполнении условия (1) на стадии эксплуатации балки можно принимать $\psi_s = 1$. Для однопролетной свободно опертой балки с сосредоточенной нагрузкой F в середине пролета имеем:

$$a_{crc} = 0,0045 \frac{I_s F l (h_0 - x)}{bh^3 R_{b,n}} \quad (9)$$

Значение базового расстояния между трещинами l_s определяется по названному СП как:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s, \quad (10)$$

где A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона балки, определяемая как $A_{bt} = b(h_0 - x)$; A_s - площадь растянутой арматуры; d_s - номинальный диаметр растянутой арматуры.

С учетом (10) условие (9) запишется как:

$$a_{crc} = 0,00225 \frac{d_s F l (h_0 - x)^2}{bh^3 R_{b,n} A_s} \quad (11)$$

Исходя из условий (1) и (11), с учетом изменчивости контролируемых параметров (отмеченных волнистой линией), найдем значение предельной нагрузки F_{np} на балку по критерию ширины раскрытия трещины:

$$\bar{F}_{np} = 444,44 \frac{a_{crc} \mu l b h^3 \bar{R}_b A_s}{(h_0 - \bar{x})^2 l d_s} \quad (12)$$

где \bar{R}_b - прочность бетона балки при сжатии, определяемая неразрушающими методами [14] или методом отрыва со скалыванием по СТО 02495307-005-2008 - принимается случайной величиной (в понятиях теории вероятностей [15]); \bar{x} - высота сжатой зоны бетона балки, определяемая путем многократного измерения деформаций бетона по высоте балки от дополнительной нагрузки или разгрузки с помощью нескольких измерителей деформаций, путем построения эпюры деформаций ε и измерения по ней высоты сжатой зоны x .

Известно [15], что прочность бетона при сжатии хорошо описывается нормальным законом распределения. В [16] установлено, что высота сжатой зоны бетона балки x , полученная по результатам неоднократных испытаний балки, также хорошо подчиняется нормальному закону распределения. Применяя метод линей-

ризации к (12), при условии существенного отличия среднего значения от среднеквадратического отклонения, найдем среднее значение предельной нагрузки:

$$\bar{F}_{np} = 444,44 \frac{a_{crc} \mu l b h^3 \bar{R}_b A_s}{(h_0 - \bar{x})^2 l d_s} \quad (13)$$

и среднее квадратическое отклонение

$$S_{F_{np}} = 444,44 \frac{a_{crc} \mu l b h^3 A_s}{l d_s} \times \sqrt{\left(\frac{1}{(h_0 - \bar{x})^2}\right)^2 S_{R_b}^2 + \left(\frac{2\bar{R}_b}{(\bar{x} - h_0)^3}\right)^2 S_x^2} \quad (14)$$

где S_{R_b} - среднее квадратическое отклонение прочности бетона \bar{R}_b при сжатии; S_x - среднее квадратическое отклонение высоты \bar{x} сжатой зоны бетона балки.

На практике доверительный интервал, внутрь которого попадает истинное значение математического ожидания предельной нагрузки с наперед заданной доверительной вероятностью, и характеризующий несущую способность балки, может быть получен с применением "правила трех сигм" [17] при вероятности 0,997, и запишется как $[F_{np}^H = \bar{F}_{np} - 3S_{F_{np}}; F_{np}^B = \bar{F}_{np} + 3S_{F_{np}}]$. На практике ограничиваются интервалом $[F_{np}^H = \bar{F}_{np} - 3S_{F_{np}}; F_{np}^B = \bar{F}_{np}]$.

Выше был рассмотрен вариант определения предельной нагрузки на железобетонную балку при наличии в ней одной трещины. В строительных конструкциях зачастую возникают множественные трещины в балке, например при равномерно распределенной нагрузке q . В этом случае следует учитывать значение расстояния между трещинами l_s и его влияние на предельную ширину раскрытия трещин по [12]. Так, например, при расстоянии между трещинами $l_s = 100$ мм для арматуры класса А400 предельная ширина раскрытия трещины 0,2 мм, что меньше, чем по СП 63.13330.2012.

Максимальный момент для свободно опертой железобетонной балки с нагрузкой q по всей длине балки запишется как $M = ql^2/8$. Тогда среднее значение предельной нагрузки можно найти по формуле:

$$\bar{q}_{np} = 444,44 \frac{a_{crc} \mu l b h^3 \bar{R}_b}{\bar{l}_s l^2 (h_0 - \bar{x})} \quad (15)$$

А среднеквадратическое отклонение по формуле

$$S_{q_{np}} = 444,44 \sqrt{\left(\frac{a_{crc} b h^3}{\bar{l}_s l^2 (h_0 - \bar{x})}\right)^2 S_{R_b}^2 + \left(\frac{a_{crc} b h^3 \bar{R}_b}{\bar{l}_s l^2 (h_0 - \bar{x})}\right)^2 S_{l_s}^2 + \left(\frac{a_{crc} b h^3 \bar{R}_b}{\bar{l}_s l^2 (h_0 - \bar{x})}\right)^2 S_x^2} \quad (16)$$

Интервал, характеризующий несущую способность, можно записать как $[q_{np}^H = \bar{q}_{np} - 3S_{q_{np}}; q_{np}^B = \bar{q}_{np}]$.

В [6] описано, как осуществляется согласование предельной нагрузки с эксплуатационной нагрузкой и иными видами расчетных схем.

Перейдем к вопросу оценки надежности железобетонной балки по критерию ширины раскрытия трещины. Математическая модель предельного состояния (1) с учетом изменчивости контролируемых параметров запишется в виде условия:

$$\bar{a}_{crc} \leq a_{crc,ult} \quad (17)$$

Для измерения ширины раскрытия трещины по наибольшему раскрытию на уровне центра тяжести растянутой арматуры используется микроскоп типа МПБ. Для более четкого изображения краев трещины предлагается предварительно поверхность бетона с обеих сторон балки в области трещины смочить ацетоном и после его испарения на поверхности и проявления четких границ трещины проводить измерения ее ширины раскрытия \bar{a}_{crc} в нескольких местах. Значения же предельной ширины раскрытия трещины $a_{crc,ult}$ устанавливаются нормативными документами, например СП 63.13330.2012 или СП 28.13330.2011. В этом случае $a_{crc,ult}$ принимается детерминированной величиной. Надежность железобетонной балки по критерию ширины раскрытия трещины (17) будет определяться различными методами в зависимости от полноты (неполноты) и точности результатов измерения значений \bar{a}_{crc} .

Рассмотрим некоторые варианты статистической информации о ширине раскрытия трещины \bar{a}_{crc} в балке с одной трещиной.

1. Информация о ширине раскрытия трещины \bar{a}_{crc} полная, полученная по результатам мониторинга на некотором отрезке времени эксплуатации балки с учетом возможного изменения \bar{a}_{crc} , и соответственно известны функции распределения вероятности и ее параметры. В качестве примера рассмотрим нормальное (гауссовское) распределение с плотностью

вероятности $f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S_x} e^{-\frac{(x-m_x)^2}{2S_x^2}}$. В этом случае

вероятность события (17) определяется по формуле (в зависимости от вида таблиц функций Лапласа)

$$P = \Phi\left(\frac{a_{crc,ult} - \bar{a}_{crc}}{S_{a_{crc}}}\right), \text{ где } \bar{a}_{crc} - \text{среднее значение слу-}$$

чайной величины \bar{a}_{crc} ; $S_{a_{crc}}$ - среднее квадратическое отклонение случайной величины \bar{a}_{crc} . Рассмотрим пример: пусть известны $\bar{a}_{crc} = 0,2$ мм; $S_{a_{crc}} = 0,04$ мм; $a_{crc,ult} = 0,3$ мм. Тогда вероятность безотказной работы составит $P = \Phi(0,3 - 0,2)/0,04 = \Phi(2,5) = 0,9938$.

Как правило, к результатам расчета надежности этим методом относятся с большим доверием, несмотря на то, что среднее значение отличается от ма-

тематического ожидания, которое находится в некотором доверительном интервале, который принимается волевым решением о значении принимаемого уровня значимости или доверительной вероятности. То же самое можно сказать о среднем квадратическом отклонении. Это относится ко всем вероятностно-статистическим методам.

2. Информация о ширине раскрытия трещины \bar{a}_{crc} ограниченная (3-5 значений). Будем считать \bar{a}_{crc} нечеткой переменной и использовать функцию распределения возможностей [18] для ее описания в виде (при обозначении $\bar{a}_{crc} = X$):

$$\pi_x(x) = \exp\left\{-\left[\frac{x-a_x}{b_x}\right]^2\right\}, \text{ где } a_x = (X_{max} + X_{min})/2;$$

$$b_x = (X_{max} - X_{min})/2\sqrt{-\ln\alpha}, \text{ где } X_{max} - \text{максимальное}$$

значение \bar{a}_{crc} ; X_{min} - минимальное значение \bar{a}_{crc} ; α - уровень среза, $\alpha \in [0, 1]$. Уровнем среза задаются [19]. Вид функции $\pi_x(x)$ показан на рис. 1.

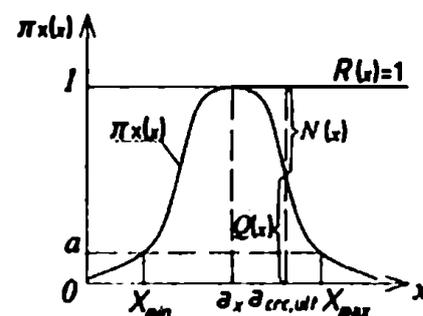


Рис. 1. Функция распределения возможностей $\pi_x(x)$ и ее параметры α, a_x

В этом варианте при $a_x \leq a_{crc,ult}$ (см. рис. 1) по [20] принимается значение возможности безотказной работы $R = \bar{P} = 1$ (верхнее значение вероятности безотказной работы) и необходимость безотказной работы $N = \underline{P} = 1 - \pi_x(x)$ (нижнее значение вероятности безотказной работы). Надежность балки по критерию (17) будет характеризоваться интервалом $[\underline{P}, \bar{P}]$. Рассмотрим пример. Пусть $a_x = 0,2$ мм; $b_x = 0,04$ мм; $a_{crc,ult} = 0,3$ мм. Так как $a_x = 0,2$ мм $<$ $a_{crc,ult} = 0,3$ мм, то $R = \bar{P} = 1$. Тогда $N = \underline{P} = 1 - e^{-\frac{(0,3-0,2)^2}{0,04}} = 0,9909$. Вероятность события (1) характеризуется интервалом $[0,9909; 1]$.

Недостатком этого метода расчета надежности является волевое решение о значении уровня среза α для индивидуальных несущих конструкций.

3. Информация о ширине раскрытия трещины \bar{a}_{crc} содержит среднее значение $\bar{a}_{crc} = \bar{x} = m_x$ и среднее квадратическое отклонение S_x . В этом случае для описания \bar{a}_{crc} используем распределение, полученное на основе неравенства Чебышева [20]. Функция распределения случайной величины $\bar{a}_{crc} = x$ имеет вид:

$$\bar{F}_x(x) = \begin{cases} \frac{S_x^2}{(m_x - x)^2 + S_x^2}, & \text{если } x < m_x \\ 1, & \text{если } x \geq m_x \end{cases} \quad (18)$$

$$F_x(x) = \begin{cases} 1 - \frac{m_x}{x}, & \text{если } m_x < x < m_x + \frac{S_x^2}{2}, \\ \frac{(m_x - x)^2}{(m_x - x)^2 + S_x^2}, & \text{если } x > m_x + \frac{S_x^2}{2}. \end{cases} \quad (19)$$

Графическое изображение функций $\bar{F}_x(x)$ и $F_x(x)$ показано на рис. 2.

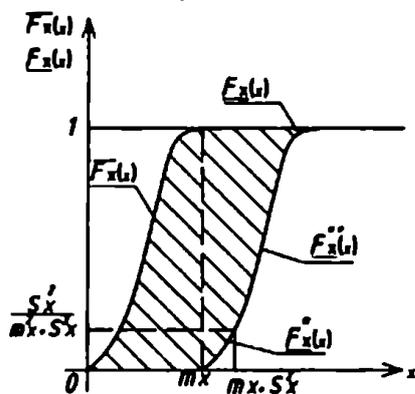


Рис. 2. Граничные функции распределения $F_x(x)$ на основе неравенства Чебышева

Рассмотрим пример: пусть известны $m_x = 0,2$ мм; $S_x = 0,04$ мм; $a_{срс,ult} = 0,3$ мм. Так как $a_{срс,ult} > m_x$, то $\bar{F}_x(0,3) = \bar{P} = 1$. Так как $a_{срс,ult} = 0,3$ мм $> m_x + S_x^2/m_x = 0,208$ мм, то $F_x(0,3) = (0,2 - 0,3)^2 / [(0,2 - 0,3)^2 + 0,04^2] = 0,862$. Надежность балки характеризуется интервалом $[0,862; 1]$.

Недостатком данного способа является малоинформативный интервал, а также зачастую несоответствие среднего значения с математическим ожиданием случайной величины.

Для железобетонных балок (с эксплуатационной нагрузкой q), к которым предъявлен высокий уровень эксплуатационной безопасности, требуется производить несколько испытаний, в результате чего будем иметь подмножество интервалов предельных нагрузок $\{\{q_{np,i}^n; q_{np,i}^n\}\}$ некоторого множества интервалов.

Данное подмножество можно статистически проанализировать с помощью теории свидетельств Демпстера-Шефера [21, 22]. Рассмотрим пример. Пусть в результате многократных испытаний балки были получены следующие интервалы предельной нагрузки, характеризующие несущую способность балки по критерию прогиба – $[2,0; 2,1]$, $[1,9; 2,1]$, $[2,1; 2,2]$, $[1,9; 2,0]$, $[2,0; 2,2]$ кН/м. Общее число интервалов $n = 5$. Статистическое математическое ожидание значения предельной нагрузки по результатам испытаний по [23] найдем по формулам:

$$\bar{E}Y = \sum_{i=1}^n m(A_i) \inf(A_i); \quad \bar{E}Y = \sum_{i=1}^n m(A_i) \sup(A_i) \quad (20)$$

где $m(A_i) = C_i/N$, где N – число интервалов; C_i – количество наблюдаемых подмножеств A_i ; A_i – подмножество множества Ω (в нашем случае предельная нагрузка).

В приведенном примере $n = 5$. По формуле (20) имеем:

$$\bar{E}Y = \left(\frac{1}{5} \cdot 2,0 + \frac{1}{5} \cdot 1,9 + \frac{1}{5} \cdot 2,1 + \frac{1}{5} \cdot 1,9 + \frac{1}{5} \cdot 2,0\right) = 1,98 \text{ кН/м.}$$

$$\bar{E}Y = \left(\frac{1}{5} \cdot 2,1 + \frac{1}{5} \cdot 2,1 + \frac{1}{5} \cdot 2,2 + \frac{1}{5} \cdot 2,2 + \frac{1}{5} \cdot 2,0\right) = 2,12 \text{ кН/м.}$$

Предельная нагрузка характеризуется "средним" интервалом $[1,98; 2,12]$ кН/м. Как видно, он не совпадает ни с одним исходным интервалом значений предельной нагрузки, полученных из одного испытания.

Для оценки надежности железобетонной балки по подмножеству интервалов предельной нагрузки необходимо построить графики функции доверия Bel (belief function) и функции правдоподобия Pl (plausible function) [21, 22]. Графически эти функции для интервалов предельной нагрузки, приведенных выше, представлены на рис. 3.

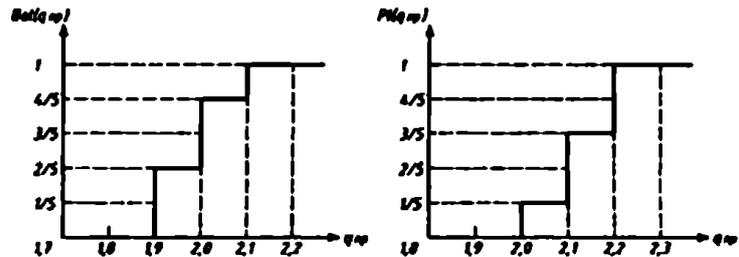


Рис. 3. Функции $Bel(q_{np})$ и $Pl(q_{np})$

Подставляя в функции $Bel(q_{np})$ и $Pl(q_{np})$ значение эксплуатационной нагрузки $q_{экс}$ (в виде ординаты на графиках), получим интервал отказа, характеризующий надежность балки. Например, при значении эксплуатационной нагрузки $q_{экс} = 1,9$ кН/м для выше-рассмотренного примера (см. рис. 3) получим интервал отказа, характеризующий надежность $[0; 0,4]$. Соответственно интервал надежности, выраженный через вероятность безотказной работы, запишется как $[0,6; 1]$.

Выводы

1. Предложен метод определения остаточной несущей способности железобетонной балки на стадии эксплуатации по критерию ширины раскрытия трещины;
2. Рассмотрены различные методы определения надежности железобетонной балки в зависимости от полноты (неполноты) и точности информации о контролируемом параметре – текущей ширине раскрытия трещины;
3. На примерах показано применение теории свидетельств Демпстера-Шефера для статистической обработки данных в виде подмножества интервалов.
4. Рассмотренные методы определения надежности могут быть применены при оценке надежности по другим критериям работоспособности балок и других несущих элементов конструкций.

Библиографический список

1. Исхаков Ш.Ш., Вастывич В.М., Ковалев Ф.Е., Рьжииков В.Ю. Проблемы оценивания надежности зданий и сооружений на стадии их эксплуатации // Сб. науч. трудов (вып. №10) под ред. проф. К.И. Еремина "Предотвращение аварий зданий и сооружений". - М.: 2011 - 12 с.

2. Золина Т.В. Сводный алгоритм расчета промышленного объекта на действующие нагрузки с оценкой остаточного ресурса // Промышленное и гражданское строительство. - 2014. - № 6. - С. 12-14.
3. Байда Д.Н. Остаточная несущая способность железобетонных балок после их частичного разрушения / Автореф. на соискание научной степени канд. техн. наук. - Винница, Украина.: ВНТУ, 2005. - 20 с.
4. Пат. 2275813 РФ МПК G01N3/00. Способ неразрушающего контроля несущей способности железобетонных конструкций / заявитель: Уткин В.С., Кошелева Ж.В., патентообладатель: ВоГТУ. - заяв. 25.05.2004; опубл. 27.04.2006, Вологда, 2001.
5. Пат. 2181778 РФ МПК G01N3/10. Способ неразрушающего контроля несущей способности строительных конструкций / заявитель: Уткин В.С., Голикова Л.В., патентообладатель: ВоГТУ. - заяв. 04.02.1999; опубл. 10.01.2001, Вологда, 2001.
6. Уткин В.С. Определение остаточной несущей способности железобетонных балок на стадии эксплуатации по критерию прочности арматуры и бетона // Инженерно-строительный журнал. - 2015. - № 1. - С. 15-23.
7. Михайлова Н.С. Особенности деформирования железобетонных балок с организованными трещинами / Автореф. дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук. - Новосибирск: ИГАСУ, 2008 - 23 с.
8. Смоляго Е.Г. Трещинообразование сборных железобетонных конструкций с учетом коррозии / Автореф. дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук. - М.: МГАУХиС, 2010 - 28 с.
9. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. - М.: Стройиздат, 1976 - 206 с.
10. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс / Учебник для вузов. - 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991 - 767 с.
11. Опасная ширина раскрытия трещин и прогиб балок и плит [Электронный ресурс] / URL: <http://beton-karkas.ru/index.php/component/content/article/71/430-2010-01-22-16-39-51> (дата обращения 13.02.2015).
12. Грездов В.Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений. - СПб.: Издательский Дом KN+, 2000. - 48 с.
13. Пирадов К.А., Савицкий Н.В. Механика разрушения и теория железобетона // Бетон и железобетон. - 2014. - № 4. - С. 23-35.
14. Лужин О.В., Злочевский А.Б., Горбунов И.А., Волохов В.А. Обследование и испытание сооружений. - М.: Стройиздат, 1987. - 269 с.
15. Шпете Г. Надежность строительных конструкций / Пер. с нем. - М.: Стройиздат, 1994. - 288 с.
16. Кео Ч. Применение метода статистических испытаний для определения риска разрушения нормальных сечений железобетонной балки // Науч. вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного ун-та. Серия: Студент и наука. - 2014. - № 6. - С. 134-142.
17. Шишкин И.Ф. Метрология, стандартизация и управление качеством // Под ред. академ. Н.С. Соломенко. - М: Изд-во стандартов, 1990 - 342 с.
18. Дюбуа Л., Прад А. Теория возможностей. Приложение к представлению знаний в информатике. - М.: Радио и связь, 1990. - 288 с.
19. Уткин В.С. Значение уровня риска в теории возможностей // Строительные материалы. - 2004. - № 8. - С. 35.
20. Utkin V.S., Utkin L.V. Calculating the reliability of machine parts on the basis of the Chebyshev inequality // Russian Engineering Research Springer, Германия. - 2012. - Т. 32. - Вып. 1. - С. 5-8.
21. Dempster A.P. Upper and lower probabilities induced by multivalued mapping // Annals of Mathematical Statistic. - 1967. - Vol. 38. - № 2. - Pp. 325-329.
22. Zhang Z., Jlang, C, Han X., Dean Hu., Yu S. A response surface approach for structure reliability analysis using evidence theory // Advanced in Engineering Software. - 2014. - Pp. 37-45.
23. Уткин Л.В. Анализ риска и принятие решений при неполной информации. - СПб.: Наука, 2007. - 404 с.

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

А.Н. ШАТОВ, начальник отдела технического сопровождения продукции ООО "Полипласт-УралСиб"

ОСОБЕННОСТИ ВЫБОРА МОДИФИКАТОРА БЕТОНА ДЛЯ ЗИМНИХ УСЛОВИЙ БЕТОНИРОВАНИЯ

Современное монолитное строительство характеризуется высокими темпами практически на всей территории нашей страны. Особенности климата различных регионов требуют значительных сезонных изменений некоторых стадий производства. Большинство из них связаны с понижением температуры воздуха. Подогрев заполнителей и воды, отопление помещений и термоизоляция оборудования составляют далеко не все подготовительные мероприятия. Отрицательная температура является, прежде всего, фактором, тормозящим гидратацию портландцемента, а потому исключаящим саму возможность сохранения скорости строительства.

Обеспечение стабильных положительных температур путем обогрева конструкций, организации их термосного выдерживания – способы не новые и применяющиеся повсеместно. При этом существенным облегчением производственных процессов в холодные периоды года является направленное изме-

нение свойств самой бетонной смеси путем введения в ее состав химических модификаторов, так называемых противоморозных добавок.

Как правило, зимние бетонные смеси реализуются производителями по более высокой стоимости, обусловленной как раз наличием дополнительных компонентов противоморозного действия, а в паспорте качества на бетонную смесь указывается информация о наличии и наименовании добавки. При этом немаловажно корректно оценивать затратную составляющую, правильно используя все свойства смеси, обеспеченные направленной модификацией.

Сегодня ассортимент противоморозных добавок, представленных на рынке, чрезвычайно многообразен. Индивидуальность любого производства и изменчивость технических и экономических факторов, воздействующих на каждый строительный объект, позволяют сформулировать ряд требований к свойствам бетона и бетонных смесей, которые нуждаются

Классы и подклассы добавок	Показатель основного действия добавок	Критерий эффективности добавок	Возможные дополнительные эффекты действия добавок
3. Добавки, придающие бетонам и растворам специальные свойства			
3.1. Противоморозные			
3.1.1. Противоморозные для "холодного" бетона и раствора	Обеспечение твердения бетонов и растворов при отрицательных температурах, набор прочности при отрицательной температуре в возрасте 28 сут.	Прочность в возрасте 28 сут не менее 30% от прочности контрольного состава нормального твердения.	Снижение сохраняемости и удобоукладываемости смесей; повышение электропроводности бетонов и растворов; образование высолов
3.1.2. Противоморозные для "теплого" бетона и раствора	Обеспечение защиты смесей от замерзания на время от ее изготовления до укладки и подачи внешнего тепла.	Прочность в возрасте 28 сут не менее 95% от прочности контрольного состава нормального твердения.	

в изменении применительно к зимним условиям. Эти потребности обыкновенно отличаются с позиций производителя бетона и организации, ответственной за строительство. Тем не менее, существует строгое определение понятия *противоморозная добавка*, приведенное в ГОСТ 24211-08, наиболее современной редакции нормативного документа, регламентирующего свойства химических модификаторов бетона.

Согласно стандарту, определены такие понятия как "холодный бетон", постоянно твердеющий при отрицательной температуре в присутствии противоморозной добавки, и "теплый бетон", подвергаемый прогреву после укладки смеси в опалубку. Подобная классификация материала по типу твердения объясняет, в свою очередь, и эффективность конкретного вида противоморозной добавки (см. табл.). Так, показателем основного действия добавки для "холодного" бетона является обеспечение твердения бетонов и растворов при отрицательной температуре, контролируемое в возрасте 28 сут. Критерий достаточной эффективности составляет 30% от прочности контрольного (без добавки) равноподвижного состава нормального твердения. Противоморозная добавка для "теплого" бетона обязана обеспечить защиту смесей от замерзания на время от ее изготовления до укладки и подачи внешнего тепла, оценка действия определена следующим критерием: прочность бетона в возрасте 28 сут нормального твердения после нахождения образцов в морозильной камере в течение 4 ч должна быть не менее 95% от прочности контрольного состава нормального твердения. Другими словами, назначение противоморозной добавки должно быть обусловлено наличием либо отсутствием прогрева конструкции: в первом случае важно обеспечить процессы гидратации, во втором – незамерзаемость бетонной смеси. Такое разделение имеет мало практической пользы для строителя, предусматривающего даже в случае "теплого" бетонирования риск технических сбоев в организации обогрева конструкции. Важно также понимать и практический смысл 30%-ной прочности "холодного" бетона. Предусмотренная стандартом минимальная интенсивность твердения вряд ли позволит спрогнозировать сроки и, собственно, саму возможность достижения уровня прочности, соответствующего требуемому классу. В связи с этим реальные потре-

бительские предпочтения делают стандартную классификацию несколько непрактичной. Тем не менее, официальное определение противоморозной добавки примем за аксиому при дальнейшем упоминании этого термина, рассматривая алгоритм правильного назначения модификатора.

В практике зимнего бетонирования распространено применение так называемых комплексных добавок, состоящих их двух и более продуктов, обладающих моно- и полифункциональным действием. Добавки разделяют по следующим признакам:

- по основному действию, характеризующему главное назначение добавки;
- по дополнительному действию, определяющему возможные положительные или отрицательные эффекты, сопутствующие основному.

Как раз дополнительные эффекты обусловлены индивидуальной спецификой конкретных производств и объектов строительства и интересны для более детального рассмотрения при выборе оптимальной противоморозной добавки.

Согласно В.Г. Батракову, роль противоморозной добавки определяется обеспечением процессов гидратации при отрицательных температурах при сохранении жидкой фазы в бетоне. Выделяют три группы модификаторов:

- сильные ускорители-антифризы;
- слабые ускорители, электролиты и неэлектролиты;
- слабые антифризы и сильные ускорители.

Рассмотрим отдельные практически важные задачи со стороны производителя и потребителя бетонной смеси, решение которых основывается на применении противоморозных добавок на примере продуктовой линейки серии "Криопласт", представляемой наиболее полноценно.

Организация изготовления бетона может быть сопряжена со следующими особенностями:

1. *Технологическая возможность применения единой противоморозной добавки.*

В частности, это может быть связано с ограниченным количеством емкостей для хранения продуктов или банальным удобством дозирования. В случае летнего производства вопрос, как правило, остро не стоит, решаясь с помощью одного хранилища для суперпластификатора.

Техническим решением в данном случае неизбежно является использование комплексной добавки, имеющей одновременно водоредуцирующий и противоморозный эффекты. С другой стороны, они же составляют основной недостаток подобных модификаторов.

Как известно, для каждого состава бетона и физико-механических требований, предъявляемых к нему, существует единственная оптимальная дозировка суперпластификатора. Она определяется экспериментально по максимальной осадке стандартного конуса, обеспеченной минимально возможным расходом добавки без признаков водоотделения смеси. Пример определения оптимального расхода НСФ-суперпластификатора приведен на рис. 1.

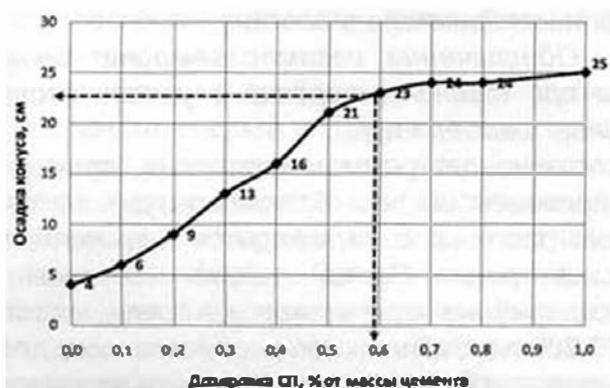


Рис. 1. Изменение подвижности бетонной смеси от дозировки НСФ-суперпластификатора

● - наличие признаков водоотделения

В свою очередь, при назначении необходимого количества противоморозного компонента необходимо руководствоваться другими факторами: температурой окружающей среды, временем транспортировки, способом твердения в конструкции и прочими. Таким образом, состав комплексной добавки крайне сложно оптимизировать с точки зрения всего спектра модифицирующих эффектов. Так, необходимость повышения дозировки в связи с похолоданием неминуемо влечет за собой нежелательное увеличение пластифицирующего эффекта, чреватое возможными негативными последствиями. Поэтому при выборе комплексного модификатора важно учесть, чтобы разбег в дозировках, назначаемых на минимальную и максимальную рабочие температуры, был небольшим. В случае добавки "Криопласт Экстра" диапазон составляет от 0,5 до 0,7% от массы цемента в пересчете на сухое вещество. При этом пластифицирующий или водоредуцирующий эффекты изменяются незначительно.

II. *Необходимость ускоренного набора критической или отпускной прочности бетоном при воздействии внешнего или собственного тепла.*

В данном случае наиболее эффективно применение компонентов-ускорителей набора прочности, дозируемых как отдельно от суперпластификатора, так и совместно с ним в составе комплексных добавок. Важную роль в повышении интенсивности твердения играет и собственно суперпластификатор. Известно, что нафталинсульфонатный суперпластифи-

катор без электролита обеспечивает набор марочной прочности к 28-суточному возрасту при отрицательных температурах до -5°C . Причем его использование сокращает на 4-6 ч время набора критической прочности. Сочетание же суперпластификатора с противоморозными компонентами, ускоряющими твердение, позволяет достигнуть требуемой прочности значительно быстрее.

На примере комплексной добавки "Криопласт Экстра" рассмотрим кинетику твердения бетона при положительной температуре, имитирующей прогрев (рис. 2).

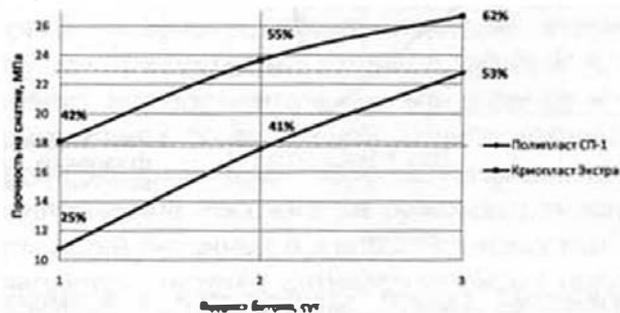


Рис. 2. Кинетика твердения бетона при 20°C с добавками "Криопласт Экстра" и "Полипласт СП-1" при различных температурных воздействиях при равном В/Ц*

* - использован портландцемент ЦЕМ I 42,5Н

Очевидно, набор прочности в присутствии пластифицирующе-противоморозного комплекса происходит более чем в два раза быстрее по сравнению с чистым суперпластификатором, позволяя снизить время и интенсивность тепловой обработки. Кроме того, применение комплекса добавок позволяет в несколько раз снизить требуемое количество противоморозной добавки.

III. *Потребность в длительной жизнеспособности бетонных смесей.*

Применение противоморозных добавок, особенно ускоряющего действия, в сочетании с водоредуцированием способно изменять стандартные процессы гидратации. В частности, повышение тепловыделения портландцемента может негативно сказаться не только на долговечности конструкций, но и проявиться в ускоренном схватывании вяжущего, следствием чего является быстрая потеря подвижности бетонной смеси. Решение подобного затруднения состоит в применении эффективных замедлителей схватывания цемента, вид и расход которых при этом не должен влиять на сроки распалубки конструкции. Учитывая различия минералогического и химического составов цемента, наиболее приоритетным является замедление гидратации его алюминатной фазы.

Состав противоморозной добавки "Криопласт ЛН" отличается наличием эффективного замедлителя, повышающего сохраняемость бетонных смесей без снижения прочностных характеристик (рис. 3, 4).

IV. *Невозможность обогрева помещения и емкости для хранения добавки.*

Для любой водорастворимой соли существует индивидуальная диаграмма состояния раствора. Ее

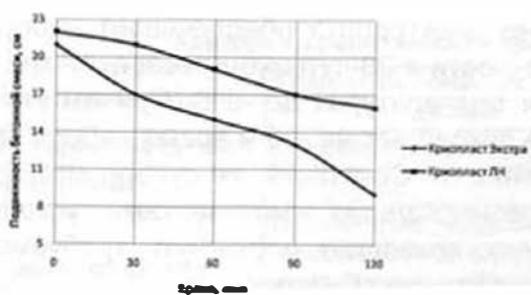


Рис. 3. Сохраняемость бетонных смесей при температуре окружающего воздуха -19°C с добавками

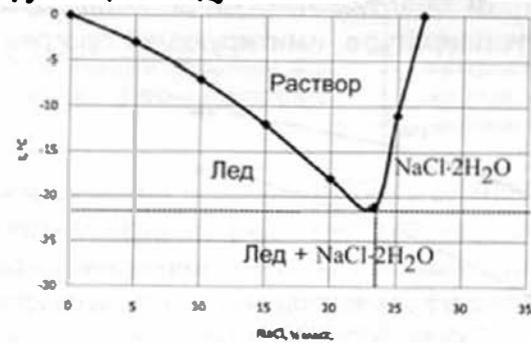


Рис. 5. Диаграмма фазового состояния NaCl – вода

практический смысл заключается в возможности подбора концентрации, при которой раствор не замерзает и не образует осадка. На примере водного раствора соли хлорида натрия диаграмма состояния выглядит следующим образом (рис. 5): в диапазоне температур от 0 до $-21,2^{\circ}\text{C}$ и соответствующем изменении концентрации от 0 до 23,3% водный раствор не замерзает, и соль не выпадает в осадок. Дальнейшее повышение доли сухого вещества в растворе при сохранении эвтектической температуры сопровождается перенасыщением раствора и появлением кристаллического осадка. Напротив, дальнейшее снижение температуры при концентрации, соответствующей точке эвтектики, приводит к образованию льда в растворе. Так, для раствора комплексной добавки "Криопласт ЛН тип 2" рабочей концентрации температура фазового равновесия составляет -20°C . Практически при этой температуре раствор хранится без изменений агрегатного состояния.

Принципиально иным способом придания комплексной добавке антифризных свойств является использование в качестве пластифицирующей основы некоторых эфиров поликарбоксилатов совместно с противоморозными компонентами. Подобные добавки способны храниться без признаков замерзания и осадка вплоть до $-25...-27^{\circ}\text{C}$. Таковым продуктом является "Криопласт ПК".

В качестве противоморозной добавки с низкой температурой кристаллизации стоит выделить и группы азотсодержащих органических соединений или многоатомных спиртов, благодаря их хорошим антифризным свойствам. Другим положительным эффектом таких добавок является обеспечение незамерзания жидкой фазы, находящейся в поровом пространстве бетона и препятствие его деформации, связанной с образованием льда. Эти добавки с особо низкой температурой замерзания, как правило, не содержат составляющих пластифицирующего действия и применяются в качестве отдельно дозируемого в состав бетонной смеси компонента.



Рис. 4. Прочность образцов бетона с добавками, твердеющего при различных температурных условиях

Кроме того, раздельное применение позволяет использовать каждый из модификаторов в оптимальном количестве, препятствуя появлению характерных для комплексных добавок признаков водо- и раствороразделения в связи с излишним количеством суперпластификатора в составе.

V. Обеспечение незамерзаемости бетонной смеси при транспортировке в условиях отрицательных температур.

Согласно диаграммам состояния, пример которых приведен на рис. 5, температура замерзания водного раствора соли находится в зависимости от ее концентрации. Применительно к бетонным смесям, содержание воды в которых в среднем составляет 170-200 л/м³, количество рассмотренного для примера хлорида натрия, достаточное для незамерзания бетонной смеси при -21°C , должно составлять около 23%, т.е. в натуральном выражении — до 60 кг/м³. Столь высокое содержание соли в бетоне, безусловно, обеспечит незамерзаемость жидкой фазы, но вместе с тем обусловит и целый ряд негативных последствий, состоящих в критическом изменении процессов гидратации минералов портландцемента и, как следствие, эксплуатационных свойств бетона. Поэтому регулирование образования льда только химическими модификаторами в составе бетонной смеси стоит осуществлять при температуре окружающего воздуха во время транспортировки, не превышающей -15°C . При меньшей температуре незамерзаемость обеспечивается корректировкой температуры составляющих компонентов смеси, а практически более важным эффектом действия противоморозной добавки является способность сохранять жидкую фазу исключительно в поровом пространстве бетона и цементного камня.

Выбор противоморозной добавки представляет собой важный и тщательно регулируемый процесс. Правильная организация подготовительных мероприятий способствует приданию бетону наиболее востребованных технических свойств и извлечению максимальной экономической выгоды.

Библиографический список

1. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика. - М.: Высшая школа, 1998. - 768 с.
2. Ратин В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. - М.: Стройиздат, 1989. - 187 с.
3. Крамар, Л.Я., Трофимов Б.Я., Гамалий Е.А., Черных Т.Н., Зимич В.В. Модификаторы цементных бетонов и растворов. - 2012. - 211 с.
4. Руководство по применению бетонов с противоморозными добавками: НИИЖБ. - М.: Стройиздат, 1978. - 81 с.

С.Е. СОКОЛОВА, ст. научный сотрудник (НИИЖБ им. А.А. Гвоздева)

ЭФФЕКТИВНЫЕ СПОСОБЫ ВТОРИЧНОЙ ЗАЩИТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Опыт эксплуатации бетонных и железобетонных строительных конструкций и сооружений в условиях воздействия агрессивных факторов внешней среды свидетельствует о сложности обеспечения проектной долговечности конструкций. Поэтому защита их от коррозии – одна из главных проблем в решении вопроса обеспечения долговечности зданий и сооружений в целом.

В соответствии с требованиями нормативно-технической документацией (НТД) для предотвращения коррозионного разрушения железобетонных конструкций в зависимости от степени агрессивности среды следует применять первичную, вторичную виды защиты или их сочетание. Однако применяемыми в настоящее время методами первичной защиты не всегда удается обеспечить требуемую долговечность железобетонных конструкций. Этот способ защиты оправдан в основном для конструкций, предназначенных для работы в слабоагрессивных и некоторых среднеагрессивных средах, что составляет около 30% от общего объема конструкций, работающих в агрессивных средах.

В большинстве средне- и сильноагрессивных сред наиболее оправданными являются методы вторичной защиты. Это поверхностная защита бетона и железобетона, заключающаяся в нанесении защитного покрытия, пропитки и других материалов, которые ограничивают или исключают воздействие агрессивной среды на бетонные и железобетонные конструкции, что позволяет сохранить эксплуатационные свойства конструкций на расчетный срок службы зданий и сооружений.

Методы вторичной защиты назначаются с учетом вида защищаемой конструкции, ее назначения, технологии изготовления, возведения, условий эксплуатации, состояния поверхности, расположения арматуры, допустимости и ширины раскрытия трещин, вида и степени агрессивности среды, возможности и периодичности образования конденсата на поверхности, возможного способа нанесения и толщины защиты, ориентировочного срока службы в эксплуатационных условиях и т.д.

Основным критерием оценки вторичной защиты является обеспечение долговечности железобетонных конструкций в течение запланированного периода или на весь период эксплуатации с минимальными затратами на восстановительные работы.

Вторичную защиту поверхностей надземных и подземных железобетонных сооружений следует выбирать исходя из условий возможности возобновле-

ния систем защитных покрытий. Для подземных конструкций, вскрытие и ремонт которых в процессе эксплуатации практически исключены, необходимо выбирать материалы, обеспечивающие вторичную защиту конструкций на весь период эксплуатации [1].

Анализ экспериментальных материалов и практического опыта по вторичной защите показал, что наиболее экономичными, перспективными и широко применяемыми в России и за рубежом для защиты поверхностей бетонных и железобетонных конструкций являются системы антикоррозионных полимерных покрытий, которые в зависимости от вида защищаемой конструкции и условий эксплуатации должны обладать определенным комплексом заданных свойств, нормируемых НТД.

Однако до недавнего времени нормативная документация на технические требования к антикоррозионным покрытиям устанавливала в основном показатели качества материалов, а также покрытий на металлических подложках. Методы испытаний систем покрытий на бетоне были охвачены государственной стандартизацией в незначительном масштабе, что зачастую приводило к несовпадению номенклатуры показателей качества покрытий в различных нормативных документах.

Учитывая сложившуюся ситуацию, появилась необходимость в разработке единых критериев оценки вторичной защиты для сравнения различных вариантов систем защитных покрытий, что позволит осуществлять выбор оптимальных решений по антикоррозионной защите для продления срока службы бетонных и железобетонных строительных конструкций и сооружений различного назначения, эксплуатирующихся в условиях агрессивных факторов.

Защитные свойства системы покрытия на бетоне зависят, в первую очередь, от химической стойкости материала покрытия, непроницаемости его в агрессивной среде и величины адгезии к защищаемой поверхности. При этом трещиностойкость системы покрытия в агрессивных средах должна отвечать допустимой ширине раскрытия трещин в железобетонных конструкциях.

На основании многолетнего опыта НИИЖБ разработаны критерии оценки вторичной защиты по таким важным показателям качества покрытий на бетоне, как адгезия, трещиностойкость, водонепроницаемость, водопоглощение, диффузионная проницаемость, морозостойкость и истираемость. Основными эффектами защитного действия покрытия определяют при его оптимальной толщине, как правило, путем сопоставления

показателей качества бетонов с системой защитного покрытия и контрольного состава бетона (без защиты).

Вышеуказанные методы оценки защитных свойств антикоррозионных покрытий по бетону включены в межгосударственный стандарт ГОСТ 31383-2008 "Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Методы испытаний", разработчиком которого является НИИЖБ.

В последние годы в стране выполнены серьезные разработки в области защиты строительных конструкций от коррозии, на основании которых выпущены межгосударственный стандарт ГОСТ 31384-2008 "Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. Общие технические требования" и Свод правил СП 28.13330.2012 (актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85). Вышеуказанные документы призваны заменить устаревшие стандарты в области защиты от коррозии и учесть новый опыт, накопленный за последние годы, при использовании ряда региональных документов, в том числе в области вторичной защиты бетона.

Лаборатория коррозии и долговечности бетонных и железобетонных конструкций НИИЖБ ведет постоянную работу по комплексной оценке свойств систем защитных покрытий бетона на основе различных материалов как отечественных, так и зарубежных производителей, которая включает следующие основные направления:

- проведение испытаний лакокрасочных, мастичных, пропиточных и гидроизоляционных материалов по основным физико-химическим и физико-механическим свойствам, на соответствие требованиям нормативных документов;

- выполнение испытаний систем защитных покрытий по основным показателям качества на бетоне (адгезия, трещиностойкость, водонепроницаемость, водопоглощение, диффузионная проницаемость, морозостойкость, истираемость и др.), по сравнению с бетоном без защиты;

- разработка нормативно-технической документации на защитные покрытия для бетона;

- экспертная оценка систем защитных покрытий и выдача сертификатов соответствия в системах сертификации ГОСТ Р и "Мосстройсертификация" совместно с ОС "ОАО "НИЦ "Строительство".

По этим направлениям проведены испытания и прошло экспертную оценку большое число систем защитных покрытий отечественных и зарубежных производителей, которые включены в ГОСТ 31384-2008 и предлагаются в настоящее время на строительном рынке. Значения показателей качества систем защитных покрытий на бетоне должны быть установлены в нормативных или технических документах на конкретную систему защиты, а также в проектной документации на конкретные объекты.

Системы защитных покрытий бетона, представленные в ГОСТ 31384-2008, условно разделены на лакокрасочные тонкослойные системы покрытий, лакокрасочные толстослойные системы покрытий, ком-

бинированные системы покрытий, а также пропиточно-кольматирующие системы покрытий проникающего действия (на полимерной и на цементной основе). Все эти системы в настоящее время широко применяются на практике для вторичной защиты поверхностей бетонных и железобетонных строительных конструкций, эксплуатирующихся в условиях воздействия агрессивных сред. Далее рассмотрим некоторые из них, прошедшие экспертную проверку в НИИЖБ.

Химически стойкие лакокрасочные тонкослойные покрытия, адгезионно связанные с поверхностью бетона, являются эффективным средством антикоррозионной защиты бетонных и железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в средне- и сильноагрессивных газовойдушной среде. В качестве примера систем покрытий, прошедших экспериментальную проверку в НИИЖБ и широко применяющихся на строительных объектах, можно назвать покрытия отечественных производителей: Политон-УФ, ферротан (ЗАО "НПП "ВМП"); ЗАС-3, ЗАС-3В (ООО НПО "Космос"); ЗПСМ-Б-2, ЗПСМ-ВД (ХК "Промстройтехнология"); СБЭ-111 "Унипол" (ЗАО "НПО Коррзащита"); Армакот, ОС-12-03 (ЗАО "Морозовский Химический Завод").

Лакокрасочные толстослойные покрытия выполняют одновременно функции антикоррозионной защиты и гидроизоляции. В качестве примеров систем толстослойных лакокрасочных покрытий, успешно применяющихся для защиты железобетонных конструкций, можно назвать каучуковые системы "ПРИМПРОМКОР", эпоксидно-каучуковые "Унипол-гидроизоляция", покрытия на основе полимочевины "Колфлекс" и системы покрытий на основе хлорсульфированного полиэтилена ХСПЭ. Толстослойные системы надежно предотвращают попадание влаги в тело бетона, защищают его поверхность от воздействия агрессивных сред, повышают сохранность арматуры в бетоне, его стойкость к морозным воздействиям. Вышеуказанные системы являются трещиностойкими и могут применяться для защиты железобетонных конструкций, допускающих раскрытие трещин в бетоне от 0,3 до 2,0 мм.

Комбинированные системы защитных покрытий, включающие в себя пропиточные композиции и покрытия лакокрасочные материалы, увеличивают защитное действие по сравнению с традиционными лакокрасочными тонкослойными покрытиями. В качестве примеров систем комбинированных защитных покрытий, применяющихся в строительстве для вторичной защиты поверхностей бетонных и железобетонных конструкций, можно назвать покрытия на эпоксидно-каучуковой основе ЗАС-1 – ЗАС-3 (НПО "Космос"), системы защитных покрытий ЗПСМ – ЗПСМ-Б-2 ("Промстройтехнология") и полиуретановые системы покрытий Ферротан – Политон УР (ЗАО "НПП "ВМП").

Одним из перспективных методов вторичной защиты железобетонных конструкций является применение пропиточно-кольматирующих композиций на полимерной основе. Сущность метода заключается в заполнении пор бетона материалом, который резко

№ п/п	Наименование показателя, единица измерения	Обозначение НТД на испытание	Результаты испытаний		
			Бетон с покрытием		Бетон без защиты
			Консолид	Консолид + ВУК	
1	Адгезия покрытия к бетону, МПа	ГОСТ 28574 - 90	3,3	3,3	–
2	Водонепроницаемость МПа	ГОСТ 31383-2008	W16	W18	W4
3	Водопоглощение, %	ГОСТ 12730.3 - 78	0,03	0,02	4,5
4	Морозостойкость, циклы	ГОСТ 31383-2008	500	600	150
5	Трещиностойкость, мм	ГОСТ 31383-2008	–	2,0	–
6	Истираемость, г/см ²	ГОСТ 13087 - 81	–	0,017	0,90

снижает проницаемость бетона, придает ему гидрофобные свойства. Такой метод защиты особенно эффективен для вторичной защиты конструкций, подвергающихся механическим нагрузкам, когда возможно повреждение системы защитного покрытия. Наносятся пропиточные композиции на поверхность бетона в состоянии естественной влажности. Примерами пропиточно-кольматирующих композиций на полимерной основе, применяющихся для вторичной защиты бетонных и железобетонных конструкций, являются материалы Силор, Консолид, ВВМ-М, ВХВД-65.

Широкое применение для вторичной защиты находят пропиточно-кольматирующие составы на цементно-полимерной основе, которые представляют собой сухие смеси, затворяемые водой. Жидкая составляющая нанесенного на поверхности раствора проникает в глубь бетона и в результате физико-химического взаимодействия с цементным камнем преобразуется в кристаллические нерастворимые или малорастворимые новообразования, кольматирующие поры и капилляры. Основной областью применения пропиточно-кольматирующих систем на цементной основе является создание поверхностного слоя конструкций повышенной водонепроницаемости. К эффективным пропиточно-кольматирующим материалам на цементно-полимерной основе отечественного производства относятся Акватрон, Гидротекс, Кальматрон, Кальмафлекс, Пенетрон и др.

В последнее десятилетие на строительном рынке наблюдается расширение номенклатуры защитных материалов зарубежных производителей. Но, к сожалению, они не всегда учитывают отечественные климатические условия, к тому же достаточно дороги. В связи с этим по распоряжению Правительства Москвы была разработана программа по созданию импортозамещающих отечественных защитных материалов и систем покрытий на их основе.

В рамках этой программы ООО "ОМЕГА ПЛЮС" совместно с НИИЖБ освоено производство и внедрение полимерных композиций широкого спектра действия Консолид и ВУК для вторичной защиты бетонных и железобетонных строительных конструкций, эксплуатирующихся в средне- и сильноагрессивных средах [2].

Композиция Консолид относится к классу материалов проникающего и гидроизолирующего действия и может быть использована для проведения работ по упрочнению, обеспыливанию, восстановлению, ремонту, гидроизоляции и защите от атмосферных и

техногенных воздействий различных строительных бетонных и железобетонных конструкций.

Для защиты железобетонных конструкций, допускающих в процессе эксплуатации образование и раскрытие трещин на поверхности бетона с шириной раскрытия до 2,0 мм, следует выделить класс трещиностойких покрытий, к числу которых относятся системы покрытий на основе полиуретановой композиции ВУК. Этот класс полиуретановых материалов благодаря технологическим и конструкционным свойствам обладает регулируемой высокой деформативностью и трещиностойкостью, высоким сопротивлением к истиранию и адгезией к бетону.

Результаты испытаний систем вторичной защиты Консолид и Консолид + ВУК на бетоне, по сравнению с незащищенным бетоном, приведены в табл. 1.

Применение защитных покрытий на основе полимерных композиций Консолид и Консолид + ВУК на бетоне позволяет обеспечить 100%-ную защиту бетона от проникания влаги, повысить морозостойкость бетона с полимерным покрытием в 3-4 раза, по сравнению с незащищенным бетоном, повысить величину водонепроницаемости бетона на 6-7 ступеней (с W 4 до W 16-18), обеспечить высокую адгезионную прочность сцепления покрытия с бетоном (не менее 3,3 МПа). Ориентировочный срок службы систем покрытий Консолид и ВУК на бетоне составляет не менее 15 лет.

На протяжении ряда лет в Москве и других регионах системы вторичной защиты на основе полимерных композиций Консолид и ВУК успешно применяются для вторичной защиты (как при новом строительстве, так и при реконструкции зданий и сооружений) железобетонных строительных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах, в транспортном, промышленном и гражданском строительстве.

В заключение следует остановиться на современных тенденциях развития вторичной защиты. Сейчас как в мире, так и в России наблюдается ужесточение экологического законодательства по охране окружающей среды, что приводит к вытеснению традиционных органоразбавляемых материалов для защитных композиций водоразбавляемыми материалами, а также материалами с высоким сухим остатком. Это относится и к материалам, применяемым в строительстве для вторичной защиты бетонных и железобетонных конструкций.

В рамках программы по разработке защитных покрытий на основе экологически безопасных лакокрасочных материалов НИИЖБом совместно с ООО

№ п/п	Наименование показателя, единица измерения	Обозначение НТД на испытание	Результаты испытания	
			Бетон с покрытием ВД-АК-1505 КС	Бетон без защиты
1	Адгезия покрытия к бетону, МПа	ГОСТ 28574 - 90	3,0	–
2	Водонепроницаемость МПа	ГОСТ 31383-2008	W12	W4
3	Водопоглощение, %	ГОСТ 12730.3 - 78	2,5	4,5
4	Морозостойкость, циклы	ГОСТ 31383-2008	300	150
5	Сопроствление паропрооницианию покрытия, м ² Па/мг	ГОСТ 25898-83	0,08	–

"Латом-БИС" разработаны системы покрытий на основе водно-дисперсионных акриловых сополимеров ВД-АК-1505 КС.

Анализ отечественных и зарубежных разработок показал, что среди всех известных типов водно-дисперсионных материалов композиции на основе акриловых пленкообразователей признаны лучшими по эксплуатационным и защитно-декоративным свойствам, и большая часть выпускаемых в мире материалов на водной основе для защиты бетона приходится на акриловые. При выборе пленкообразующего состава для защитных покрытий бетона одним из главных критериев являлось низкое водопоглощение и одновременно способность пропускать водяные пары (паропроницаемость), что позволяет подложке "дышать". Для регулирования паропроницаемости и гидрофобности были применены технологические добавки на основе кремнийорганических соединений.

Результаты испытаний системы защитно-декоративного покрытия на основе водно-дисперсионного состава ВД-АК-1505 КС на бетоне, по сравнению с незащищенным бетоном, приведены в табл. 2.

Применение системы защитного покрытия ВД-АК-1505 КС на бетоне позволяет обеспечить его высокую адгезионную прочность сцепления с бетоном (до 3,0 МПа), повысить морозостойкость бетона с покрытием в 2 раза по сравнению с незащищенным бетоном, снизить величину его водопоглощения на 40% и повысить величину водонепроницаемости бетона на 4 ступени (с W 4 до W 12). Покрытие может

наноситься на бетон с влажностью в поверхностном слое до 10% и обеспечивать защитно-декоративную отделку жилых и общественных зданий, эксплуатирующихся в условиях агрессивного воздействия промышленной и городской атмосферы в умеренном климате в течение 10 лет.

В заключение необходимо подчеркнуть, что при условии правильного выбора способов вторичной защиты бетонных и железобетонных строительных конструкций применительно к тем или иным условиям эксплуатации, а также материалов для систем защитных покрытий долговечность конструкций может быть повышена и межремонтные сроки увеличены в 2-3 раза, а применение отечественных защитных материалов позволит значительно уменьшить стоимость строительства при обеспечении требуемой долговечности строительных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Железобетон в XXI веке: Состояние и перспективы развития бетона и железобетона в России // Госстрой России; НИИЖБ. - М.: Готика, 2001.
2. Степанова В.Ф., Соколова С.Е., Шаповал Б.И. Эффективные способы вторичной защиты железобетонных конструкций на основе полимерных композиций Консолид и ВУК // Строительные материалы XXI века. - 2008. - № 11.
3. Степанова В.Ф., Соколова С.Е., Лобковский В.П. Разработка экологически безопасной антикоррозионной краски для долговременной защиты бетонных и железобетонных конструкций // Наука-Московскому правительству / Сб. технической информации. - 2009. - № 1(14).

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

Выход в свет 30.02.16. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0. Тираж 338 экз. Заказ №

Адрес редакции:

111141, Москва, 1-я Владимирская ул., 41-45

Тел. (495) 308-5902

E-mail: magbeton@rambler.ru

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

Адрес издательства:

109518, Москва, 1-й Грайвороновский пр., 2

Отпечатано в ООО "Талля Принт"

111024, Москва, ул. 5-я Кабельная, д. 2Б

Цена свободная