

О влиянии некоторых технологических факторов на качество бетона монолитных железобетонных конструкций

Г.В. Несветаев¹, Ю.И. Корянова¹, А.С. Чепурненко¹, Д.П. Сухин²

¹Донской государственной технической университет, Ростов-на-Дону

²ООО «Дон-Кубань Строй», Ростов-на-Дону

Аннотация: При приемке законченных железобетонных конструкций, в т.ч. монолитных, к ним предъявляются требования по прочности, жесткости, трещиностойкости и долговечности. Качество монолитной железобетонной конструкции зависит от качества производства работ, качества материалов, качества проектных решений и качества нормативной документации. Согласно СП 70.13330.2012, п. 5.18.1, «при приемке законченных бетонных и железобетонных конструкций ... следует проверять ... качество бетона по прочности, а в необходимых случаях по морозостойкости...». Особого внимания требуют массивные монолитные железобетонные конструкции, при возведении которых, вследствие температурно-усадочных деформаций, возможно формирование собственного поля напряжений, превышающих на стадии формирования структуры бетона его прочностные показатели, следствием чего может быть раннее трещинообразование с последующим развитием трещин, что не только негативно отразится на эксплуатационных свойствах конструкции, но в принципе может поставить вопрос о невозможности ее эксплуатации. Качество бетона монолитной железобетонной конструкции определяется как рецептурными, так и технологическими факторами, оценка степени влияния которых представляет актуальную задачу.

Ключевые слова: массивные монолитные железобетонные конструкции, трещиностойкость, морозостойкость, долговечность, температурно-усадочные деформации

Согласно СП 63.13330.2018, п.3.13, к массивным железобетонным относится «конструкция, для которой отношение поверхности, *открытой для ее высыхания*, m^2 , к ее объему, m^3 , равно или меньше 2». Поскольку конструкция в принципе может быть защищена от высыхания, несколько более точное определение дано в Р НОСТРОЙ 2.6.17-2016, п. 3.1.1.1 «модуль поверхности конструкции: характеристика массивности конструкции, равная отношению площади *охлаждаемой поверхности* конструкции к ее объему» (подобное определение содержится и в СП 435.1325800.2018, п.3.1), хотя и от охлаждения конструкция в принципе может быть защищена. На наш взгляд, рассматривая «массивность» только как геометрическую характеристику конструкции, без учета технологических факторов (температура бетонирования, условия массообмена, параметры внешней среды и т.п.) следует говорить

просто об отношении площади поверхности к объему конструкции (СТО НОСТРОЙ 2.6.54-2011, п. 3.2.7), и согласно п. 16.2, к массивным относятся конструкции с модулем поверхности менее 3.

В соответствии с СП 435.1325800.2018, п. 3.12, понятие «массивность конструкции» никак не связывается с модулем поверхности. По п. 3.12 к массивным относятся конструкции, «минимальный геометрический размер которых составляет 0,8 м и более». Не логично. Куб с ребром 1 м имеет модуль поверхности 6 м^{-1} , т.е. по СП 435.1325800.2018 является массивной конструкцией, а по вышеуказанным нормам не относится к массивным, а плита $15 \times 15 \times 0,75$ м имеет модуль поверхности 2,93, но при этом по СП 435.1325800.2018 к массивным не относится. Даже в этом, казалось бы, простом вопросе, формулировки в нормативных документах различны. Вопрос о несоответствии не праздный, поскольку, согласно СП 435.1325800.2018, п. 10.6, «в массивных монолитных конструкциях следует предусматривать мероприятия по уменьшению влияния температурно-влажностных полей напряжений, связанных с экзотермией при твердении бетона, на целостность и трещиностойкость конструкций». В частности, регламентируется скорость подъема температуры и ее предельные значения на поверхности конструкции. Массивность конструкции предопределяет необходимость разработки специальных технологических решений по регулированию параметров тепло- и массообмена, темпа бетонирования и др., т.е., предопределяет выбор рациональных методов бетонирования, зависящих не только от геометрических параметров конструкции, но и от рецептурно-технологических факторов. Например, в СП 46.13330.2012, п. 9.63 указывается, что «контактный обогрев уложенного бетона в термоактивной опалубке следует применять при бетонировании конструкций с модулем поверхности 6 и более», что косвенно можно рассматривать как

отнесение конструкций с модулем поверхности менее 6 к массивным, не требующим обогревных методов бетонирования.

Ниже представлены результаты оценки влияния некоторых рецептурно-технологических факторов на формирование температурных полей и свойства бетона монолитных железобетонных конструкций. Исследования выполнены как на натуральных объектах, сведения о которых приведены в табл. 1, так и посредством моделирования с использованием метода конечных элементов, широко применяемого при решении подобных задач [1-3].

Таблица №1

Сведения о монолитных массивных железобетонных конструкциях

Конструкция	Размеры, м	Модуль поверхности, м ⁻¹	Температура, °С			
			бетонной смеси при укладке	воздуха	максимальная	
					центр	верх
К1	33,7x5,5x2(h)	1,4	8	2...11 ¹ 17...23 ²	58,5	40,5
К2	28,7x4x2(h)	1,6	15	8...13 ¹	55,6	41,0

Примечания: 1 – среды; 2 – в тепляке без прогрева

Конструкции К1, К2 по табл. 1 бетонировались с использованием БСТ В25 ПЗ F₁200 W6 по ГОСТ 7473-2010. Некоторая информация о составе бетонной смеси и ее свойствах представлена в табл. 2.

Таблица №2

Состав и некоторые свойства бетонной смеси

Состав бетонной смеси	Подвижность бетонной смеси, см О.К.	Вовлеченный воздух, %	
		по карте подбора	на объекте
Ц:П:Щ = 1:1,842:2,895 В/Ц = 0,42	15 (15 мин) 14 (60 мин) 12,5 (90 мин)	4,1	до 5,4

Превышение количества вовлеченного воздуха (ВВ) в бетонной смеси до 30%. Согласно ГОСТ 26633-2015, п. 4.4.3, «бетонные смеси для бетонов марки по морозостойкости F₁200 и выше следует изготавливать с применением воздухововлекающих (газообразующих) добавок. Содержание вовлеченного воздуха в бетонной смеси должно быть не менее 4%». Верхний предел указан в табл. А.4 ГОСТ 26633-2015 *только* для бетона дорожных и аэродромных покрытий. Количество ВВ в бетонной смеси зависит от многих факторов и не всегда на объекте будет ниже, чем при отгрузке (см. табл. 2). Моделирование возможных последствий повышенного содержания ВВ представлено в табл. 3.

Таблица №3

Оценка влияния количества ВВ на предел прочности бетона

Методика оценки	Содержание ВВ, %	Значение прочности, МПа/%, бетон В25	Фактический класс, схема Г по ГОСТ 18105-2018
ВСН 150-93 $R = f\left(\frac{Ц}{В+10Д}\right)^*$	5	33,0 / 100	26,4 > 25
	6	31,6 / 95,8	25,3 > 25
	7	30,4 / 92,0	24,3 < 25
$R = K\left(\frac{Ц/\rho}{Ц/\rho+B+ВВ}\right)^{2**}$	5	33,0 / 100	26,4 > 25
	6	31,2 / 94,5	24,9 < 25
	7	29,4 / 89,1	23,5 < 25

Примечания: * - Ц, В, Д – расход цемента, воды, % ВВ; ** - формула Фере [4]

Из табл. 3 следует, что повышение величины ВВ с 5 до 7%, т.е. на 2%, привело к снижению предела прочности бетона на сжатие примерно на 4-5% на один процент ВВ, что хорошо известно специалистам. В нашем случае

при содержании ВВ более 6%, ответ о соответствии бетона классу прочности становится неоднозначным. Очевидно, вопрос об ограничении верхнего предела ВВ в составе бетонной смеси не праздный и должен быть отражен в нормах для всех бетонов с ВВ.

Как известно, все свойства бетона, в т.ч. предел прочности на сжатие и морозостойкость, определяются характером поровой структуры цементного камня и бетона, в т.ч. наличием дефектов в макро- и микроструктуре [5-7]. Поровая структура бетона определяется соотношением компонентов в бетонной смеси (рецептурные факторы) и условиями перемешивания, транспортирования, укладки, уплотнения и твердения (технологические факторы). Очевидно, что рецептурные факторы (погрешность дозирования, изменчивость свойств компонентов) могут несколько отличаться у бетона при подборе состава в лаборатории и при производстве бетонной смеси, а технологические факторы могут существенно отличаться у бетона при текущем заводском контроле у производителя бетонной смеси и бетона в монолитной конструкции, следствием чего будет некоторое различие в структурах и, закономерно, в свойствах бетонов в лабораторных образцах и в конструкции. Кроме того, при контроле прочности бетона в монолитной конструкции чаще оценке подвергается поверхностный слой, прочность бетона в котором может отличаться более чем на 20% в сравнении с прочностью бетона в центре, особенно массивных, конструкций [8,9].

В конце 80-х на одном из предприятий сборного железобетона при анализе, выполненном одним из авторов, данных за 2 года, «переводной коэффициент производство/лаборатория» в среднем составил 0,87. Для монолитных конструкций подобный анализ представляет огромный интерес. Некоторые данные приведены в табл. 4 и на рис. 1.

Данные о прочности бетона конструкций

Конструкция	Предел прочности бетона на сжатие, МПа		
	по карте подбора	по кубам на объекте	в конструкции
К1	67,0	58,4 (0,87) ²	42,9 ¹ (0,74) ³
К2	67,0	-	35,8 (14 сут) ¹ 34...36,4 (28 сут) ⁴

Примечание: 1 – отрыв со скалыванием; 2 – «куб на объекте/карта подбора»; 3 – «конструкция/кубы на объекте»; 4 – ультразвуковой метод

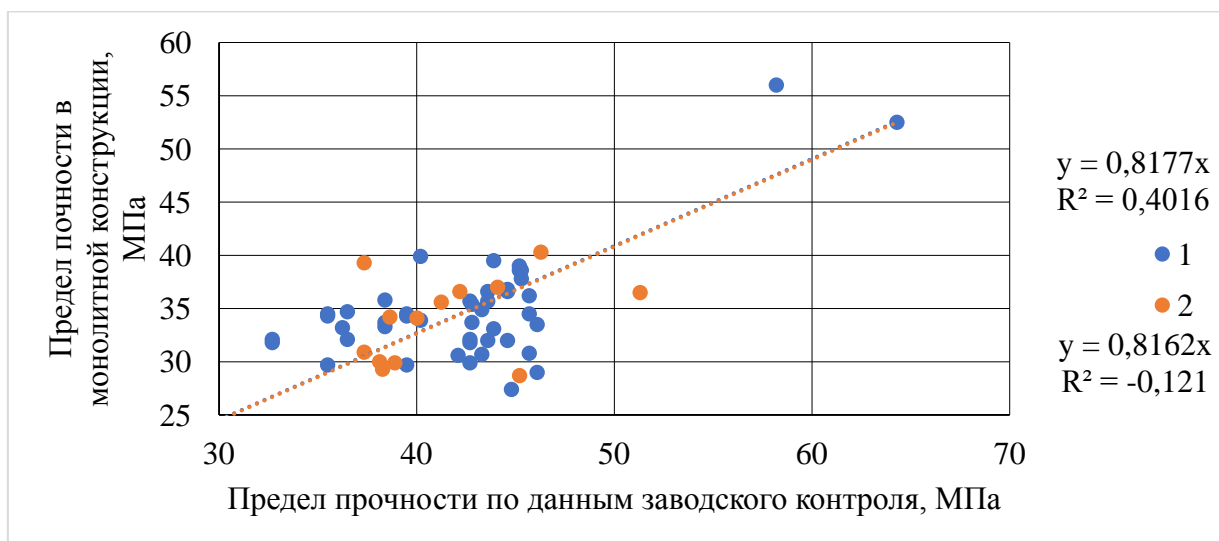


Рис. 1. - Сопоставление предела прочности на сжатие бетона по данным контроля у производителя товарной бетонной смеси и в монолитной конструкции (поставщик один, объекта 2, период февраль-июнь, бетон классов В25 – В45)

Данные на рис. 1 характеризуются размахом коэффициента $k = R_k/R_3$ (предел прочности бетона «конструкция/завод») 0,61...0,97 на первом объекте и 0,63...1,05 на втором, при практически одинаковом среднем значении $\approx 0,82$. Безусловно, выборка недостаточна для формулирования общих заключений, но даже исходя из этих данных, очевидно более значительное влияние технологических факторов при возведении монолитных конструкций, особенно массивных, на формирование прочности

бетона относительно условий стационарного заводского производства, что вполне логично. Важной задачей, на наш взгляд, является получение достоверных обоснованных значений «переводных коэффициентов» в цепочке «карта подбора – текущий контроль у производителя бетонной смеси – входной контроль на объекте – контроль прочности бетона монолитной конструкции».

Очевидно, что еще в большей степени, чем предел прочности бетона на сжатие, такой важный показатель качества, предопределяющий долговечность железобетонных конструкций, эксплуатируемых при циклическом замораживании-оттаивании, как морозостойкость бетона, будет зависеть от указанных выше рецептурных и технологических факторов. Контроль морозостойкости бетона в соответствии с ГОСТ 10060-2012 осуществляется весьма эпизодически. При этом коэффициент вариации морозостойкости бетона значительно превышает этот показатель, относящийся к прочности [10]. Согласно ВСН 150-93, табл. 2, 3, для обеспечения морозостойкости бетона транспортных сооружений в случае изготовления сборных железобетонных изделий с применением тепловлажностной обработки (ТВО), следует применять составы бетона с пониженным значением величины В/Ц. Поскольку известны [4] многочисленные зависимости, связывающие морозостойкость бетона, например, с величиной и параметрами поровой структуры, В/Ц, пределом прочности на сжатие, то на основе анализа изменений величины В/Ц в табл. 2, 3 ВСН 150-93 для обеспечения морозостойкости бетона, прошедшего ТВО, можно оценить возможное значение снижения морозостойкости. Так, для бетона марки по морозостойкости, например, F₁₃₀₀, после ТВО морозостойкость составит от 0,66 до 0,96 относительно морозостойкости бетона, твердевшего в нормальных условиях. Такое различие в результатах оценки обусловлено различными подходами исследователей к оценке

морозостойкости бетона от указанных выше факторов, что иллюстрирует, например, рис. 2. Очевидно, что влияние технологических факторов на морозостойкость бетона даже в условиях стационарного заводского производства может быть весьма значительным. Поскольку при возведении монолитной конструкции количество труднорегулируемых технологических факторов больше, их влияние на морозостойкость бетона монолитной конструкции может быть еще более негативным.

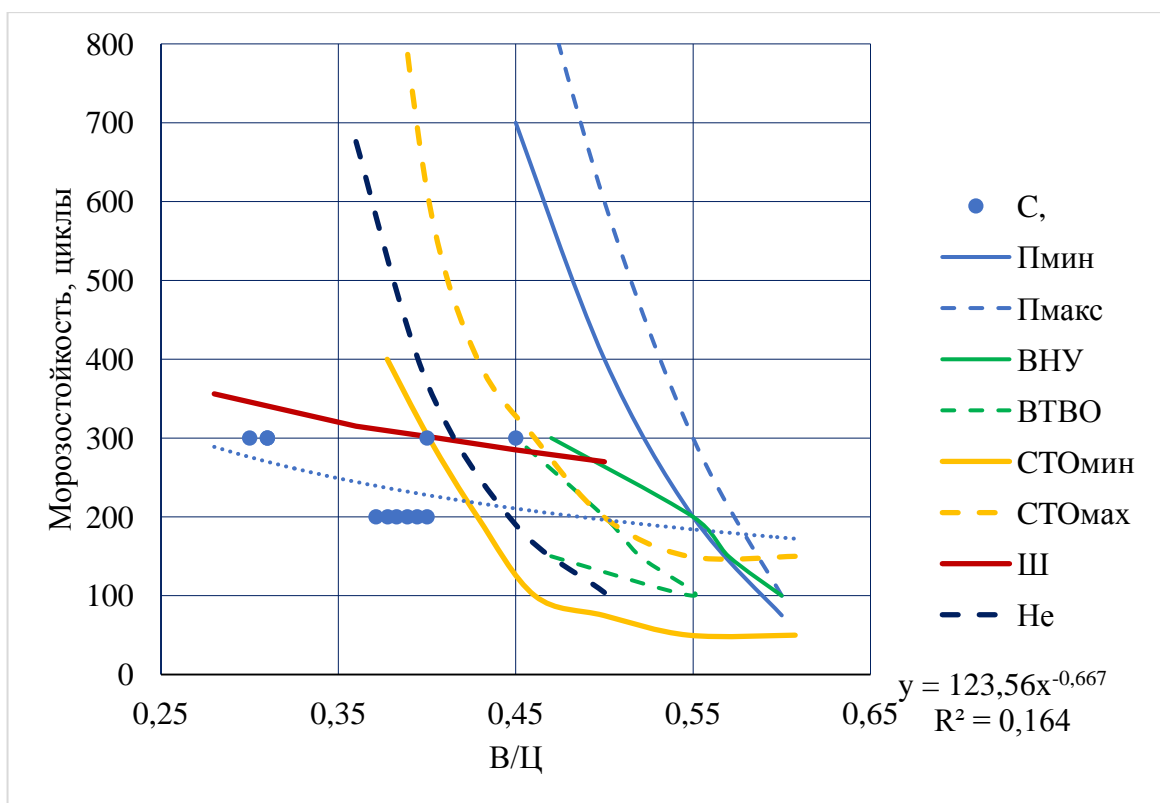


Рис. 2. - Зависимость морозостойкости бетона по первому методу ГОСТ 10060-2012 от величины В/Ц

С, - [5], $P_{\text{мин}}$, $P_{\text{макс}}$ – минимальные и максимальные значения [6], ВНУ, ВТВО – при нормальных условиях твердения и после тепловлажностной обработки по ВСН 150-93, $СТО_{\text{мин}}$, $СТО_{\text{макс}}$ – при обычной технологии и при реализации специальных мероприятий по обеспечению морозостойкости по СТО 2.6.54-2011, Ш – по зависимостям [7], Не – по зависимости [4]

При бетонировании массивных монолитных конструкций вследствие экзотермии цемента, имеет место повышение температуры твердеющего бетона, при этом формируется неоднородное температурное поле, зависящее от параметров конструкции, температуры среды, условий тепло- и массообмена на границе и рецептурных особенностей бетонной смеси, следствием чего являются температурные градиенты, деформации и напряжения, которые могут приводить к трещинообразованию. По данным [11], величина растягивающих напряжений в бетоне при этом к 3 суткам может достигать 3 МПа. В наших расчетах для конструкции К2 получены аналогичные значения. Очевидно, что бетоны массового применения классов В25 – В35 не способны выдержать такие напряжения, тем более на стадии формирования структуры. Согласно Р НОСТРОЙ 2.6.17-2016, одним из основных факторов, предопределяющих риск возникновения раннего трещинообразования, является перепад температуры «центр – поверхность», предельная величина которого, в зависимости от коэффициента армирования конструкции и предела прочности бетона, составляет примерно от 9 до 16 °С. Ниже представлены результаты оценки температурных полей в конструкциях по табл. 1, полученные в результате замеров на объекте и моделирования с использованием метода конечных элементов.

На рис. 3 представлены данные об интегральном тепловыделении обычного (м) и бетона с модификаторами (э), который применялся при возведении К1 и К2, регулируемыми кинетику тепловыделения портландцемента в ранний период твердения.

На рис. 4 представлены данные об изменении температуры в центре и на верхней поверхности конструкции К2, полученные в результате измерения на объекте и моделирования с применением метода конечных элементов.

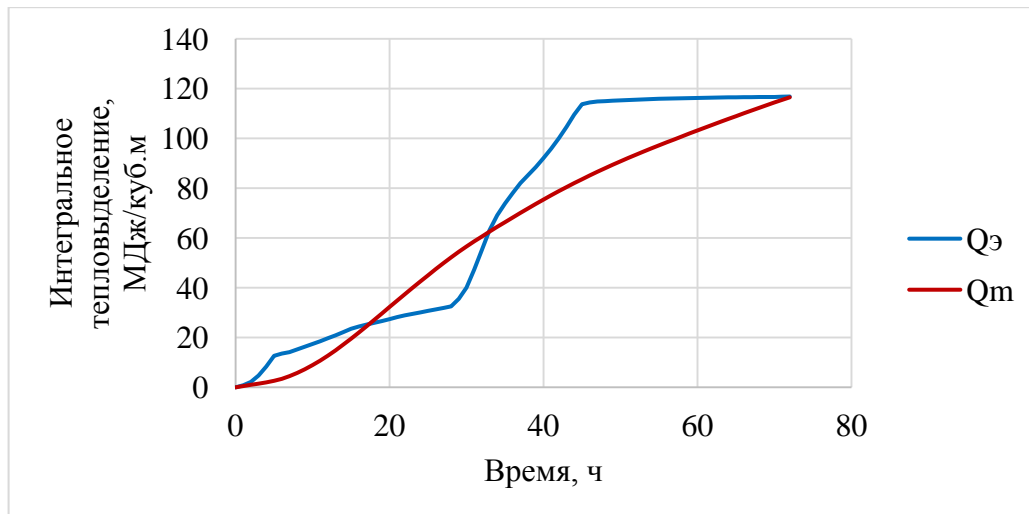


Рис. 3. - Интегральное тепловыделение бетона

$Q_{э}$, Q_m – соответственно экспериментальный состав с модификаторами, состав без модификаторов

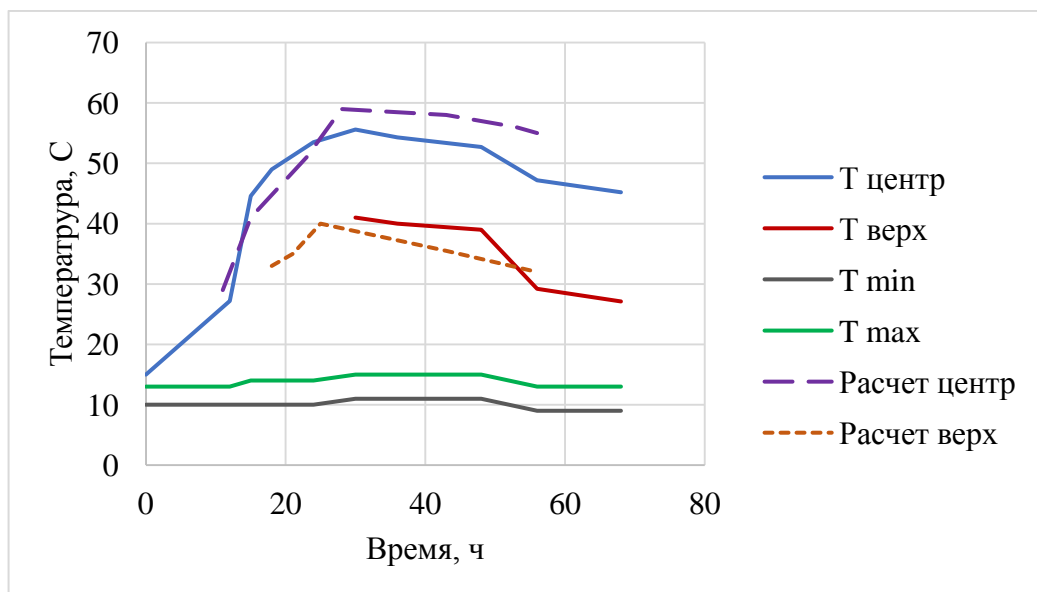


Рис. 4 Зависимость температуры от времени твердения бетона

$T_{\text{центр}}$, $T_{\text{верх}}$ – соответственно в центре и на верхней поверхности конструкции К2, °С, измеренные значения; Расчет центр, Расчет верх - соответственно температура в центре и на верхней поверхности конструкции К2, °С, расчетные значения; $T_{\text{мин}}$, T_{max} – минимальная и максимальная температура воздуха, °С

В табл. 5 представлена информация о допустимом перепаде температур «центр – поверхность конструкции» ΔT и о допустимом градиенте температур $\Delta T/\Delta h$ по некоторым источникам.

Таблица №5

Допустимые значения температурных параметров при возведении массивных монолитных железобетонных конструкций

№	Источник	Показатель	Значение
1	[12]	ΔT	$< 20^{\circ}\text{C}$
2	ТСХДVN 305:2004	$\Delta T/\Delta h$	$< 50^{\circ}\text{C}/\text{м}$
3	[13]	ΔT	$19...16^{\circ}\text{C}^1$
4	CIRIA C600	ΔT	$\Delta T < \frac{3,7 \cdot \varepsilon_2}{\alpha}$
5	Р НОСТРОЙ 2.6.17-2016	ΔT	$9...16^{\circ}\text{C}^3$

Примечания: 1 – при длине блока от 31 до 40 м и соотношении высота/длина менее 0,1; 2 – ε – предельная растяжимость бетона, α – коэффициент температурного расширения бетона; 3 – в зависимости от предела прочности бетона и коэффициента армирования конструкции

По данным о формировании температурного поля в К2 и зависимости [14]:

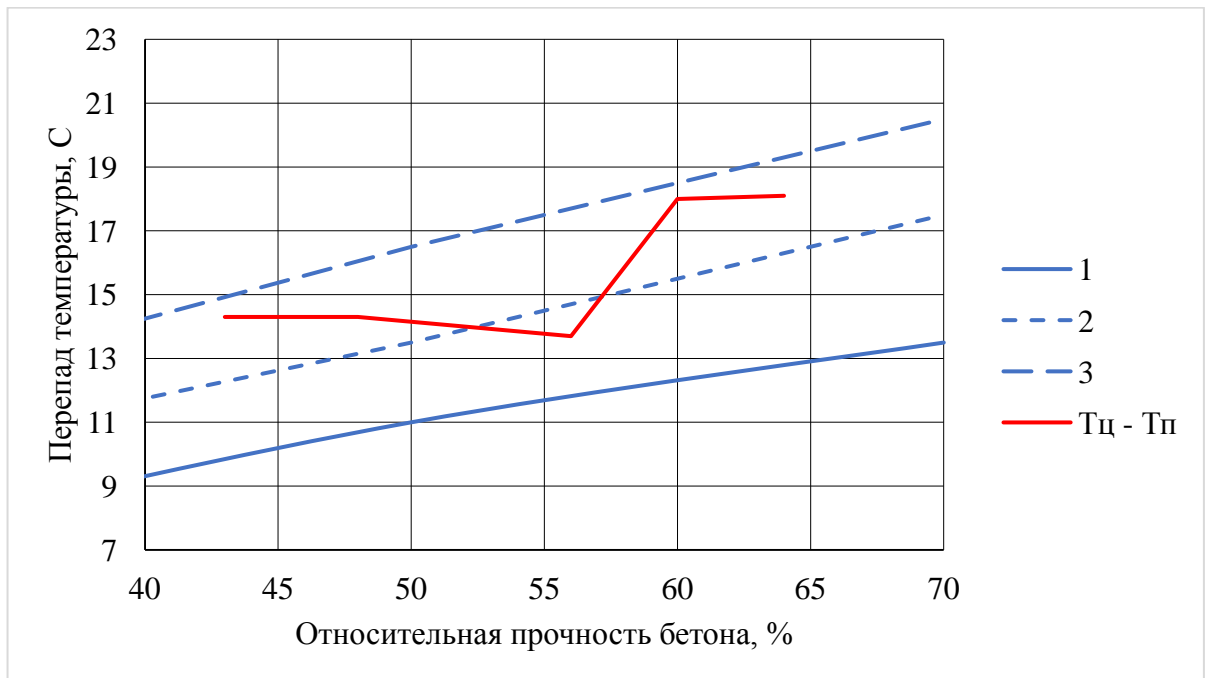
$$\frac{R_{\tau}}{R_{28}} = \exp \left(0,35 \cdot \left(1 - \left(\frac{15800 - 122,5 \cdot T}{T \cdot \tau} \right)^{0,55} \right) \right), \quad (1)$$

$$T = \frac{3Б}{\tau}, \quad (2)$$

где 3Б – показатель зрелости бетона согласно Р НОСТРОЙ 2.6.17-2016, $^{\circ}\text{C} \cdot \text{ч}$ за время выдерживания τ ;

определены допустимые значения перепада температуры «центр – поверхность конструкции» К2, представленные на рис. 5.

А)



Б)

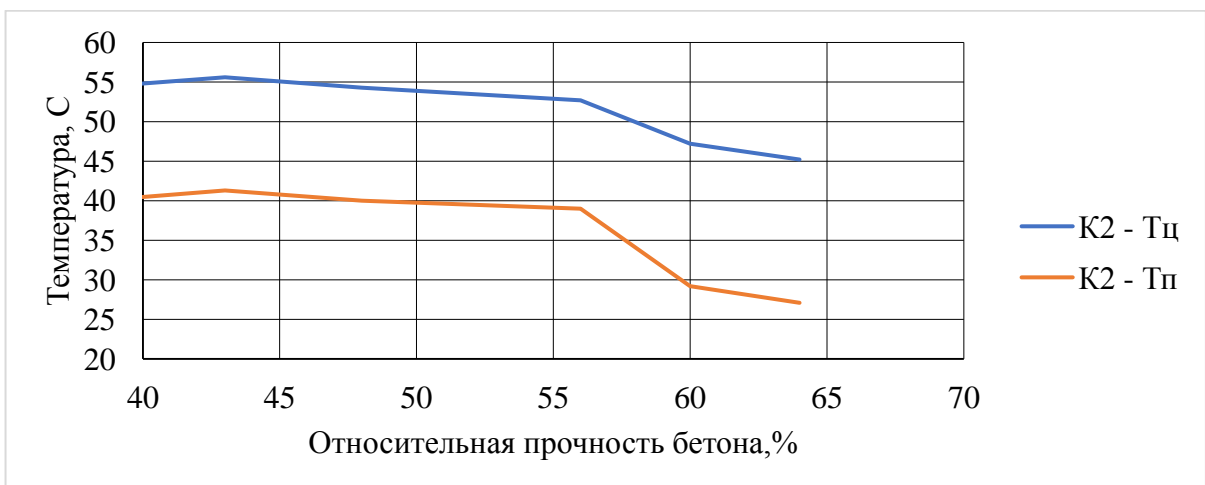


Рис. 5. - Зависимость перепада температуры «центр - поверхность конструкции» (А) и температуры в центре и на поверхности (Б) от относительной прочности бетона

1,2,3 – соответственно допустимые максимальные значения без трещинообразования при коэффициенте армирования 1,2 и 3% по РНОСТРОЙ 2.6.17-2016; T_ц, T_п – измеренные для конструкции К2 по табл. 1

Из представленных на рис. 5 данных следует:

- на первой стадии угрозы трещинообразования при повышении температуры вследствие разогрева конструкции за счет тепловыделения цемента, при относительно невысокой прочности бетона предотвращение трещинообразования возможно посредством снижения перепада температур «центр – поверхность конструкции» (замедление тепловыделения, поверхностный обогрев, при возможности послойная укладка бетонной смеси с уменьшением толщины слоя), что достаточно хорошо известно и отражено в нормативных документах;

- на второй стадии угрозы трещинообразования при понижении температуры, особенно на поверхности конструкции при уже достаточно высоком уровне прочности бетона необходимо, естественно, регулировать температуру остывания, в т.ч. поверхностным обогревом, что достаточно хорошо известно и отражено в нормативных документах. Но, поскольку на этой стадии на развитие температурных деформаций накладываются достаточно значительные вследствие уже достаточно высокого уровня прочности бетона деформации контракционной усадки [11,15], важным моментом должно быть исключение влагопотерь из твердеющего бетона для предотвращения наложения еще и деформаций от влажностной усадки. Нормирование усадочных деформаций бетона представлено в п. 9.1.8 СП 63.13330.2018, но это не имеет отношения к монолитным железобетонным конструкциям. Тем более в наших нормативных документах отсутствует информация по нормированию контракционной (аутогенной, autogenous shrinkage) усадки. Вопрос влияния собственных напряжений, обусловленных усадочными деформациями на стадии остывания при возведении массивных конструкций, весьма актуален.

Заключение

Значительное влияние технологических факторов на качество бетона монолитных конструкций, особенно массивных, предопределяет необходимость регламентирования допустимых пределов отклонения технологических свойств бетонной смеси, введения системы обоснованных коэффициентов, учитывающих влияние технологических факторов на прочность и другие показатели качества бетона с целью обоснованного регулирования рецептурных факторов на стадии проектирования его состава. В нормы целесообразно ввести положения по верхним предельным значениям содержания ВВ в бетонной смеси для всех смесей, содержащих ВВ, нормированию усадки при высыхании и контракционной усадки. Понятие «массивная конструкция» должно характеризовать не только геометрические параметры, но и учитывать особенности климатических условий и производства работ.

Литература

1. Агаханов Э.К., Курачев Р.М., Чепурненко А.С., Кулинич И.И. Нелинейная задача теплопроводности для радиационно-теплого экрана реактора АЭС // Инженерный вестник Дона, 2015. №4. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2015/3421
2. Анискин Н.А., Нгуен Чонг Чык, Брянский И.А., Дам Хыу Хын Определение температурного поля и термонапряженного состояния укладываемого бетонного массива методом конечных элементов // Вестник МГСУ, 2018. №13 (11). - С. 1407-1418.
3. Francisco Diaz, Rikard Johansson Early-Age Thermal Cracking in Concrete: A FE-Modelling approach. Master's Thesis in the Master's Programme in Structural Engineering and Building Technology. - Göteborg, Sweden. - 2016. - 161 p.



4. Несветаев Г.В. Бетоны: учебно-справочное пособие. 2-е изд., перераб. и доп. - Ростов-на-Дону: Феникс, 2013. - 381 с.
 5. Стародубцев В.Г., Делова М.И. Оценка морозостойкости бетона заводского изготовления сборных и монолитных железобетонных конструкций // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова, 2017. №2 DOI: 10.12737/24468.
 6. Бруссер М.И., Подмазова С.А. Проектирование составов тяжелого и мелкозернистого бетонов. Пути развития // Бетон и железобетон, 2021. № 2 (604). - С. 3-7.
 7. Шейкин А.Е., Добшиц Л.М. Цементные бетоны высокой морозостойкости. - Л.: Стройиздат, 1989. - 128 с.
 8. 5th International Workshop on Material Properties and Design Durable Reinforced Concrete Structures. - Germany: Weimar. - 1998. - 366 p.
 9. Кузмин Н.Г., Уляшинский В.А. Сопоставление прочности бетона гидротехнических сооружений Красноярской ГЭС, определенной разрушающим и неразрушающими методами // Гидротехника. XXI век, 2017. № 4 (52). - С. 50-53.
 10. Несветаев Г.В. К вопросу о развитии норм по проектированию и производству железобетонных конструкций // Бетон и железобетон, 2020. № 1 (601). - С. 4-9.
 11. Basis for and practical approaches to stress calculations and crack risk estimation in hardening concrete structures - State of the art. COIN Project report 31 - 2011. SINTEF Building and Infrastructure. - 135 p.
 12. Rahimi A., Noorzaei J. Thermal and structural analysis of roller compacted concrete (RCC) dams by finite element code // Australian Journal of Basic and Applied Sciences, 2011. Vol. 5 (12). - pp. 2761-2767.
 13. Zhu Bofang Thermal stresses and temperature control of mass concrete. - Printed in the United States of America, 2014. - 497 p.
-

14. Несветаев Г.В., Корянова Ю.И., Сухин Д.П. О влиянии условий выдерживания при возведении массивных монолитных железобетонных конструкций на прочность бетона // Инженерный вестник Дона, 2021. №10
URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/2021/7228.

15. Леонович С. Н., Литвиновский Д. А., Чернякевич О. Ю., Степанова А. В. Прочность, трещиностойкость и долговечность конструкционного бетона при температурных и коррозионных воздействиях: в 2 ч. / под ред. С. Н. Леоновича. - Минск: БНТУ, 2016. Ч. 1. - 393 с.

References

1. Agaxanov E.K., Kurachev R.M., Chepurnenko A.S., Kulinich I.I. Inzhenernyj vestnik Dona, 2015. №4.
URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2015/3421

2. Aniskin N.A., Nguen Chong Chy`k, Bryanskij I.A., Dam Ху`u Ху`n Vestnik MGSU, 2018. №13 (11). pp. 1407-1418.

3. Francisco Diaz, Rikard Johansson Early-Age Thermal Cracking in Concrete: A FE-Modelling approach. Master's Thesis in the Master's Programme in Structural Engineering and Building Technology. Göteborg, Sweden. 2016. 161 p.

4. Nesvetaev G.V. Betony` [Concrete]: uchebno-spravochnoe posobie. 2-e izd., pererab. i dop. Rostov-na-Donu: Feniks, 2013. 381 p.

5. Starodubcev V.G., Delova M.I. Vestnik BGTU im. V.G. Shuxova, 2017. №2
DOI: 10.12737/24468.

6. Brusser M.I., Podmazova S.A. Beton i zhelezobeton, 2021. № 2 (604). pp. 3-7.

7. Shejkin A.E., Dobshicz L.M. Cementny`e betony` vy`sokoj morozostojkosti [Cement concretes of high frost resistance]. L.: Strojizdat, 1989. 128 p.

8. 5th International Workshop on Material Properties and Design Durable Reinforced Concrete Structures. Germany: Weimar. 1998. 366 p.



9. Kuzmin N.G., Ulyashinskij V.A. *Gidrotexnika*. XXI vek, 2017. № 4 (52). pp. 50-53.
10. Nesvetaev G.V. *Beton i zhelezobeton*, 2020. № 1 (601). pp. 4-9.
11. Basis for and practical approaches to stress calculations and crack risk estimation in hardening concrete structures. State of the art. COIN Project report 31 - 2011. SINTEF Building and Infrastructure. 135 p.
12. Rahimi A., Noorzaei J. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 2011. Vol. 5 (12). pp. 2761-2767.
13. Zhu Bofang *Thermal stresses and temperature control of mass concrete*. Printed in the United States of America, 2014. 497 p.
14. Nesvetaev G.V., Koryanova Yu.I., Suxin D.P. *Inzhenernyj vestnik Dona*, 2021. №10. URL: ivdon.ru/ru/magazine/archive/2021/7228
15. Leonovich S. N., Litvinovskij D. A., Chernyakevich O. Yu., Stepanova A. V. *Prochnost`, treshhinostojkost` i dolgovechnost` konstrukcionnogo betona pri temperaturny`x i korrozionny`x vozdeystviyax* [Strength, crack resistance and durability of structural concrete under thermal and corrosive effects]: v 2 ch. pod red. S. N. Leonovicha. Minsk: BNTU, 2016. Ch. 1. 393 p.