

Тур В.В., Филимонова Н.В.

РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ БЕТОНА

Под усадкой в общем случае принято понимать объемное сокращение бетона (раствора, цементного камня) в результате потери воды при твердении материала в неизменных во времени температурно-влажностных условиях. Согласно сформировавшимся представлениям [2, 3, 7, 8, 14, 18, 29, 30] усадку бетона следует рассматривать как свойство микроструктуры твердеющего цементного камня. Величина деформации усадки бетона во времени зависит от многих факторов.

Несмотря на то, что изучению длительных процессов, развивающихся в твердеющем бетоне, в частности явлению усадки, посвящено достаточно много исследовательских работ различного уровня, проблема по-прежнему остается до конца не разрешенной, а расчетные модели обладают невысокой точностью. Это связано с рядом обстоятельств, определяющих сложность поставленной задачи.

Во-первых, зачастую долговременные свойства материалов назначают по результатам их кратковременных испытаний. Так, если срок службы железобетонной конструкции принять равным 50..75 лет, то большинство результатов длительных испытаний, полученных на опытных образцах в течение 1..2 лет можно рассматривать как кратковременные. Для того чтобы использовать полученные результаты кратковременных испытаний при прогнозировании свойств материала во времени, приходится прибегать к построению так называемой функции времени. При этом для решения задачи используют, как правило, следующие подходы. Большинство нормативных документов [21-25], включая ЕС-2 [35], применяют в расчетах длительных деформаций бетона концепцию предельных значений деформаций усадки и коэффициента ползучести. При этом развитие длительных процессов вплоть до достижения предельных значений длительных деформаций описывают посредством функции времени. Вместе с тем, как следует из работ [20, 26, 33], результаты длительных испытаний материала (например, Troxel, Raphael, Davis [33], Brooks [34] и др.) показывают, что развиваясь во времени усадка и ползучесть практически никогда не достигают своих предельных величин, назначенных нормативными документами.

Расчетные уравнения, полученные в работах Bazant и Panula [14], Brooks и Neville [34], не используют концепции предельных деформаций усадки. Brooks и Neville [34] используют логарифмическую зависимость для описания развития во времени усадочных деформаций, усвоенных по результатам кратковременных испытаний.

Во-вторых, для корректировки результатов, получаемых на некоторых базовых опытных образцах, испытываемых при назначенных стандартных температурно-влажностных условиях, приходится использовать феноменологические зависимости [12, 24, 25, 37], либо системы эмпирических коэффициентов [36], учитывающих отклонение принятых в проекте конструктивно-технологических и эксплуатационных условий от некоторых базовых.

В табл. 1 обобщены основные факторы, влияние которых учитывают при расчетах величины деформаций усадки согласно различным нормативным документам и предложениям.

Анализ показывает, что, несмотря на то, что большинство

расчетных методик достаточно полно учитывает многообразие факторов, влияющих на деформацию усадки (см. табл.1), расчетные результаты могут различаться очень существенно как между собой, так и с опытными данными. На рис. 1 показано сравнение расчетных значений деформаций усадки, определенных по различным методикам, с опытными данными, позаимствованными из работы [18], а в табл. 2 – расчетные значения коэффициентов вариаций для анализируемых моделей. Как видно из представленных результатов практически все расчетные модели для определения деформаций усадки имеют достаточно большие значения коэффициентов вариаций, особенно при определении параметров усадки в раннем возрасте ($t < 100$ сут.).

Как показывают исследования [38], в течение начального периода твердения (гидратации вяжущего) имеют место значительные температурные градиенты, которые могут привести к трещинообразованию в раннем возрасте. Наличие ползучести в ранний период гидратации вяжущего приводит к эффектам, несколько снижающим эти напряжения. В течение периода гидратации, когда происходит повышение температуры, наблюдается следующее распределение напряжений. У наружной поверхности бетонного образца, где температура меньше, развиваются растягивающие напряжения, в то время как в центре, где температура выше – сжимающие напряжения. Дополнительно по открытой поверхности образца развиваются усадочные деформации, которые также вызывают растяжение в поверхностном слое и сжатие в центре образца. В этой фазе бетон имеет низкую прочность, низкий модуль упругости, что предопределяет развитие значительной ползучести, снижающей тенденции к образованию трещин. Когда центральная (внутренняя) часть образца начинает остывать, напряжения, вызванные температурным градиентом, дают реверсивный эффект со снижением сжимающих напряжений. В этот период прочность бетона и его модуль упругости возрастают, а деформация ползучести уменьшается. Вместе с тем А.В. Волженский [1] применительно к влиянию фактора интенсивности тепловыделения на формирование структуры бетона отмечает следующее. Бетонные смеси по сравнению со смесями вяжущих и воды при твердении под воздействием внутренних температурных изменений оказываются в более выгодных условиях из-за наличия заполнителей и избыточного количества воды, снижающих перепады температур и предотвращающих перегревание системы. Это замечание справедливо указывает на новую особенность влияния водоцементного отношения и концентрации заполнителя, который традиционно принято рассматривать только в качестве механического ограничения деформаций усадки цементного камня.

Таким образом, в начальный период твердения бетона полные деформации определяются совместным действием усадки, ползучести и температурными эффектами, вызванными тепловыделением при гидратации вяжущего. Это усложняет прогнозирование усадочных процессов при подборе состава бетона и проектировании конструкций и сооружений.

Как показывает анализ, выполненный в работе Bazant и

Тур Виктор Владимирович, Д.т.н., профессор, зав. каф. технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Филимонова Наталья Викторовна, Инженер, аспирант кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская 267.

Основные факторы, влияющие на расчетную величину деформаций усадки

Фактор	Нормативный документ									
	ASI 209 [23]	AS 1481 [25]	AS 3600 [24]	Bazant [12]	EC-2 [24]	CEB 90 [27]	NAASRA [21]	СНБ [37]	MMDD [36, 39]	Предлож. [18]
Влажность окружающей среды, RH%	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Температура, T				x	x	x		x	x	
Размер сечения	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Форма сечения				x						
Прочность в возрасте 28 сут.		x	x	x			x			x
Модуль упругости					x	x				x
Водоцементное отношение, W/C				x			x		x	x
Содержание цемента (цементного теста по массе)	x			x			x		x	
Вид (тип) цемента				x	x	x		x	x	
Мелкий / крупный Заполнитель	x			x						
Цемент /песок				x						
Содержание воздуха	x									
Подвижность (О.К.)	x				x	x		x	x	x
Плотность бетона	x	x	x	x		x		x		
Продолжительность влажного (водного) хранения				x		x		x	x	x
Вид тепловой обработки									x	
Вид уплотнения									x	

Таблица 2

Коэффициенты вариаций CV, % для анализируемых расчетных моделей по определению деформаций усадки согласно [18]

Нормативный документ	Для предельных значений деформаций усадки	Для значений, определенных в возрасте		Для предельных значений, при определении которых использованы образцы	
		< 100 сут.	> 100 сут.	призмы	цилиндры
AS 1481 [25]	33.6	51.1	25.0	33.2	33.6
AS 3600 [24]	40.0	60.3	29.9	31.8	42.8
NAASRA [21]	43.7	39.4	31.3	45.7	42.0
ASI 209 [23]	52.6	79.3	39.3	66.8	41.1
CEB 90 [27]	55.9	50.5	50.6	56.0	55.4
Bazant [12]	59.4	54.9	53.7	58.0	59.7
CEB-FIP [22]	76.9	94.3	64.3	84.2	71.3

Chern [12, 13] применительно к расчетам потерь предельного напряжения в конструкции от усадки, согласно ACI Code [23] ошибка составляет $\pm 63\%$, а согласно методов CEB-FIP [22] может достигать $\pm 110\%$. Безусловно, такая точность расчетов в ряде случаев не может удовлетворять инженера, особенно когда речь идет о проектировании ответственных сооружений, где вынужденные деформации играют порой определяющую роль. В некоторых случаях для повышения точности расчетов выполняют модификации расчетных моделей для соответствующих бетонов (при установленном составе бетонной смеси и средних условий твердения) по результатам дополнительных лабораторных испытаний. Так, например, при возведении консольных частей моста Gateway Bridge подобную модификацию нормативных расчетов [21-25] по результатам лабораторных испытаний выполняли Clifford и Koretsky [20].

Неудовлетворенность достигаемыми расчетными результатами привела к попытке построения моделей для определе-

ния усадочных деформаций, учитывающих структурно-механические свойства композита на различных уровнях. Так, в соответствии со сложившимися представлениями о физико-химических преобразованиях, происходящих в твердеющем бетоне, при построении структурно-механических моделей для определения усадочных деформаций на базе положений теории упругости в общем случае учитывают:

- усадку собственно цементного камня [13, 31, 32];
- усадку заполнителей [32];
- ограничивающую способность зерен заполнителя [11, 13, 14, 30-32] и частиц непрогидратированного цемента [29, 30], что определяет их задерживающее влияние на величину так называемой «свободной» усадки цементного камня;
- соотношения упругих свойств цементного камня и заполнителя [32].

В свою очередь, согласно [29], на величину деформаций усадки цементного камня наиболее существенное влияние оказывают относительная влажность окружающей среды RH,

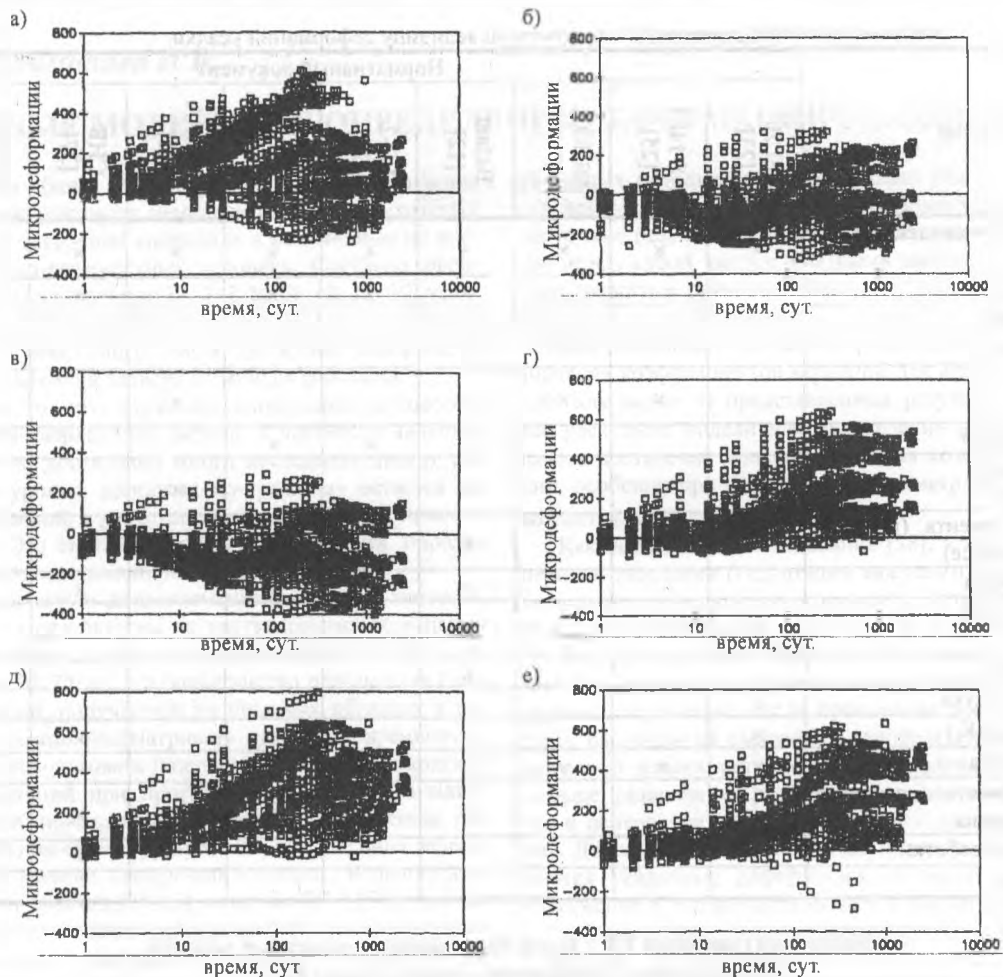


Рисунок 1. Разности опытных и расчетных величин усадочных деформаций бетона, определенных по различным расчетным моделям согласно [18]:

а) ACI 209 [23]; б) AS 1481 [25]; в) AS 3600 [24]; г) СЕВ 90 [27]; д) СЕВ-FIP [22]; е) Bažant - Panula [12].

водоцементное отношение W/C и степень гидратации вяжущего α . При этом степень гидратации вяжущего α зависит от целого ряда факторов, среди которых важное значение имеют температура и водоцементное отношение [29].

Оценивая сущность перечисленных факторов легко убедиться в том, что усадка цементного камня в большей степени обусловлена физико-химическими изменениями, происходящими в процессе твердения.

По данным А.Е. Шейкина [2, 3] среди причин, вызывающих уменьшение объема цементного камня в процессе высыхания, важнейшими следует считать:

- а) действие капиллярных сил, возникающих в цементном камне при испарении воды из капилляров с радиусами менее 1000Å ;
- б) удаление адсорбционно-связанной воды из тоберморитового геля.

Усадка, вызванная действием капиллярных сил, полностью обратима, поэтому конечная усадка цементного камня определяется только высыханием геля (при $RH < 45\%$). Между тем возникновение в структуре сложного напряженного состояния, как правило, в значительной степени определяется именно капиллярной усадкой, обратимость и повторяемость которой при изменениях относительной влажности $RH = (85..98)\%$ и температуры окружающей среды в конечном счете приводят к появлению усталостных микротрещин.

Известно, что интенсивность воздействия капиллярных явлений зависит от строения порового пространства. В связи с этим к числу факторов, существенно влияющих на величину

усадки, следует добавить водоцементное отношение и характеристики вяжущего, причем в [3] предпочтение отдается не степени гидратации, а минералогическому составу и тонкости помола цемента (содержанию фракций менее 5 мкм). Анализ специфики действия этих факторов на формирование пористости и процесса усадки [3] позволил получить следующую зависимость, приближенно описывающую проявившиеся усадочные деформации цементного камня:

$$\epsilon_y^n = \frac{c \cdot B^a \cdot V_2}{1 + \frac{E_c \cdot F_c}{E_2 \cdot F_2}} \quad (1)$$

где: c – коэффициент пропорциональности; B^a – адсорбционно-связанная вода в единице объема геля; V_2 – абсолютный объем геля в единице объема цементного камня; E_c, E_2 – модуль упругости соответственно кристаллического сростка и геля в момент начала высыхания; F_c, F_2 – площади, занимаемые соответственно кристаллическим сростком и гелем в единичной площади поперечного сечения образца цементного камня.

Формула (1) получена при допущении совершенной упругости структурных составляющих цементного камня и постоянства их модулей упругости. В числителе представлен полный усадочный потенциал цементного камня. Его свободному проявлению препятствуют кристаллические сростки, оказывающие сопротивление усадке геля. Интенсивность сопро-

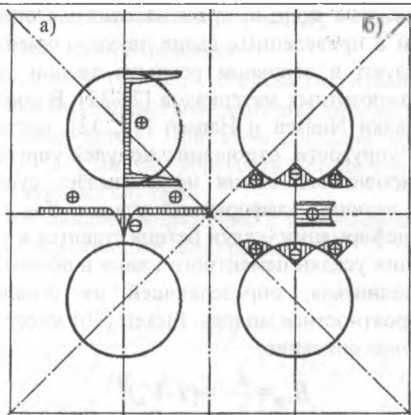


Рисунок 2. Распределение внутренних напряжений от усадки: а) теоретические напряжения в цементном камне и заполнителе; б) напряжения на поверхности раздела «заполнитель – цементный камень» (по Т.Т.С. Hsu [10])

тивления определяется соотношением E_1/E_2 и минералогическим составом, выраженным через F_1/F_2 . С течением времени в результате сложных химических преобразований изменяется структура геля, его пористость и, следовательно, модуль упругости, что ставит под сомнение правомерность принятого в (1) допущения.

Следует отметить, что принятые в работе [3] подходы обоснованы по сути происходящих явлений, хотя в явном виде не вводят понятия скорости гидратации, определяющей кинетику развития процесса. Как правило, большинство моделей, посредством которых описывают, например, прочность бетона, строятся на базовом допущении о том, что для двух аналогичных смесей при равном значении степени гидратации прочность будет одинаковой. Однако, экспериментальные исследования [38] показывают, что достигаемая прочностная характеристика зависит не только и не столько от степени гидратации, сколько от кинетики развития гидратационного процесса. Так, опыты [38] показывают, что при равной степени гидратации прочность цементно-песчаного раствора, твердевшего при температуре 50°C будет примерно на 20% меньше прочности раствора аналогичного состава, хранившегося при температуре 5°C . Эти результаты были подтверждены исследованиями структуры бетона при помощи электронной микроскопии. В данном случае температуру (при прочих равных условиях для химически замкнутой системы) можно рассматривать как внешний фактор, изменяющий скорость (кинетику) гидратации вяжущего. Так как гидратация цемента является термоактивной реакцией, при низкой температуре продукты гидратации формируются медленнее и свободная вода имеет возможность относительно беспрепятственно проникать через формирующийся твердый скелет, создавая условия, при которых гидраты распределяются равномерно. В условиях твердения при высокой температуре увеличивается скорость гидратации. Продукты гидратации формируются быстрее, более плотно размещаются вокруг негидратировавших зерен цемента. Процесс микродиффузии свободной воды сквозь образовавшиеся плотные пленки затрудняется. Это ведет к неравномерному распределению пористости, в частности щелевых пор по границе между цементными зёрнами и новообразованиями. В случае, когда имеет место высокая скорость гидратации, увеличивается не только количество неравномерно распределенных в микроструктуре пор, но и их размеры. Сопоставляя описанные явления с положениями, сформулированными в работе [3], можно утверждать, что минералогический состав цемента и его тонкость помола являются теми факторами, которые оказывают влияние на кинетику гидратации (при постоянной температуре), а как следствие и на условия формирования пористости.

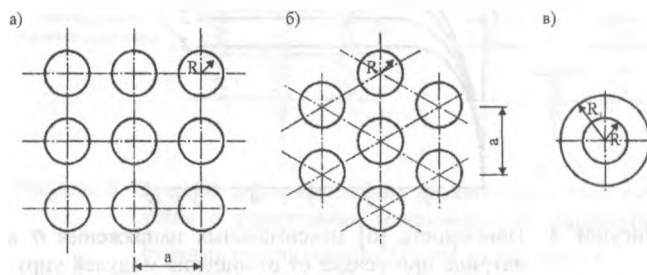


Рисунок 3. Плоская модель бетонного композита [6]:

- а) с квадратным расположением включений;
- б) с треугольным (ромбическим) расположением включений;
- в) одиночная (диск в кольце)

тику гидратации (при постоянной температуре), а как следствие и на условия формирования пористости.

Исследованиями в области структуры и прочности цементного камня установлен ряд аналитических зависимостей, позволяющих определять его структурные характеристики (относительное объемное содержание геля, гелевых и капиллярных пор, клинкерных частиц и пр.) [4]. Эти зависимости пока не нашли применения в определении параметров усадки, но очевидно могут быть полезны в будущем при построении расчетных термо-химико-механических моделей.

При переходе от усадки цементного камня к усадке бетона особое внимание уделяется изучению внутреннего поля напряжений, возникновение которого обусловлено наличием заполнителя.

Для раскрытия картины напряженного состояния бетона как гетерогенной системы большинством исследователей признаны целесообразными и широко используются до настоящего времени различные структурно-механические модели [5, 6, 7, 8]. В общем случае все они представляют собой двухкомпонентную систему, элементы которой – матрица и включение – обладают известными физико-механическими характеристиками. Включение в результате взаимодействия с матрицей формирует в ней поля напряжений, приводящих к микротрещинообразованию.

В работе Т.Т.С. Hsu [10] сделана попытка выявить картину напряженного состояния цементного камня в бетоне с помощью математической модели и объяснить причины возникновения микротрещин. Полученная при этом схема распределения напряжений от усадки (рис. 2) нашла только качественное экспериментальное подтверждение [5, 8]. Подсчеты самого автора показали очень большое расхождение между теоретическими и вероятными значениями структурных напряжений.

По мнению М. Anson [9] в идеализированных моделях распределение напряжений отличается от реальной картины в бетоне вследствие трансформации или полного отсутствия эффекта взаимодействия включений в матрице модели.

Исследования [6] были направлены на то, чтобы выявить, можно ли с помощью модели упорядоченной структуры, положенной в основу расчета, выявить устойчивые закономерности поведения бетона, которому присуще неупорядоченное, хаотическое расположение включений, имеющих к тому же неправильную форму. Сравнительный математический анализ моделей, с разной степенью соответствующих действительной структуре бетона (рис. 3) позволил заключить следующее. В тех случаях, когда наибольший интерес

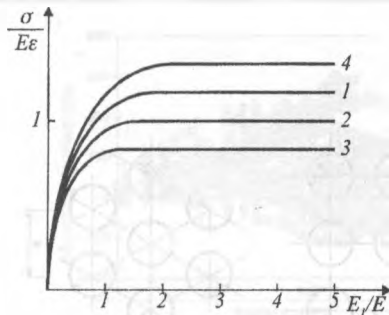


Рисунок 4. Зависимость [6] максимальных напряжений σ в матрице при усадке от отношения модулей упругости

включений E_I и матрицы E при концентрации включений ν_c в модели:

1 — диск в кольце; 2 — шар в оболочке; 3, 4 — плоской с квадратным и треугольным (ромбическим) расположением включений

представляют значения максимальных напряжений, вызывающих появление трещин, вполне приемлемы простые одиночные модели, поскольку при концентрациях включений, характерных для реальных бетонов, фактор влияния соседних зерен не приводит к значительному изменению функции, выражающей зависимость напряжений от других факторов. Возможность получения детальной информации о характере распределения напряжений в композите является преимуществом более сложных континуальных систем.

В этом отношении являются показательными исследования А.Е. Десова [8]. Распределение внутренних напряжений от усадки определялось поляризационно-оптическим методом на плоских моделях с круглыми включениями, расположенными по кубической и ромбической схемам. В опытах варьировали размеры включений, их жесткости и концентрацию. В подтверждение теоретических выводов Т.Т.С. Hsu [10] установлено, что напряжения, приводящие к появлению трещин в матрице, концентрируются на контакте цементного камня со вставкой и в местах, где расстояния между включениями минимальны. С увеличением размеров включений, а также при их сближении трещинообразование интенсифицируется.

Уменьшение жесткости заполнителя, означающее снижение степени ограничения усадочных деформаций повышает трещиносгойкость системы. Существует представление о том, что прочность бетона при повторяющихся нагрузках (а к такому можно отнести напряжения, вызываемые колебаниями влажности, температуры среды и пр.) в ряде случаев определяется пределом трещинообразования, после которого разрушение становится вопросом времени. Это значит, что применение плотных заполнителей, обладающих значительной жесткостью, не всегда оправдано с точки зрения повышения прочности бетона, так как зачастую приводит к появлению структурных микротрещин в процессе усадки цементного камня еще до приложения внешней нагрузки.

О влиянии отношения модулей упругости включения и матрицы можно судить по зависимости, определенной аналитическим путем для конкретно заданной концентрации заполнителя [6], (рис. 4).

Таким образом, влияние заполнителей на усадочные деформации цементного камня выражается в возникновении растягивающих и сжимающих напряжений в местах наибольшего сближения зерен и прилегающих к ним слоев цементного камня. Появление усадочных трещин в бетоне нарушает сплошность цементного камня возле зерен заполнителя, при этом объемная деформация усадки бетона уменьшается.

Вероятностные модели, применяемые для описания процесса усадки в приведенных выше двухкомпонентных моделях, используют в основном решения теории упругости и механики композитных материалов [29-32]. В соответствии с моделью усадки Nielsen и Hansen [15, 32], построенной на базе теории упругости, отношение модулей упругости заполнителя и цементного камня не оказывает существенного влияния на величину деформаций усадки. Как и в модели Pickett [30] деформация усадки бетона ставится в зависимость от деформации усадки цементного камня и объемной концентрации заполнителя, определяющей их ограничивающее влияние. Вероятностная модель Pickett [30] имеет следующее математическое описание:

$$R_{cp} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_p} = (1 - V_a)^\beta \quad (2)$$

где ε_0 — деформация усадки бетона; ε_p — деформация усадки цементного камня; V_a — объемная концентрация заполнителя; β — коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{3(1 - \nu_c)}{1 + \nu_c + 2(1 - \nu_a)E_c/E_a} \quad (3)$$

здесь ν и E — соответственно коэффициент Пуассона и модуль упругости. Индексы «с» и «а» относятся соответственно к бетону и заполнителю.

Pickett в работе [30] показал, что формула (2) дает хорошее совпадение при определении деформаций цементного камня и цементно-песчаного раствора (на кварцевом песке) при широком варьировании его объемной концентрации для $\beta = 1.7$

Powers Т.С. [41] показал, что формула (2) дает лучшее совпадение с опытами, если при расчете β учитывать изменение модуля упругости бетона при изменении объемного содержания заполнителей. Он также предложил учитывать эффекты, связанные с влиянием непрогидратированных частиц при определении коэффициента Пуассона ν_a . Однако Powers [41] принял допущение о том, что $\nu_a = \nu_c = 0.2$ независимо от содержания заполнителя. В соответствии с результатами опытов Anson и Newman [40] значение ν_c может изменяться от 0.27 до 0.10 при варьировании объемным содержанием заполнителя от 0 до 100% соответственно.

Следует отметить, что уравнение (3) очень чувствительно к изменению E_c и ν_c . В своей модели Pickett [30] игнорирует эффекты, связанные с влиянием объемной концентрации непрогидратированного цемента, хотя модуль упругости частиц по данным [31] может составлять до 75.86 ГПа, что в ряде случаев больше, чем модуль упругости заполнителей.

Almudaiheem [31] предлагает учитывать в расчетной модели для определения усадочных деформаций ограничивающее влияние как заполнителей, так и непрогидратированных зерен цемента. Для этого в расчетных уравнениях (2) и (3) вместо параметров, описывающих заполнитель, предложено использовать некоторые комплексные показатели ν_R , E_R , V_R , характеризующие совместный ограничивающий эффект с учетом непрогидратированных частиц вяжущего в цементном камне.

Согласно решениям, полученным в [31], объемное содержание ограничивающих элементов в структуре твердеющего бетона предложено рассчитывать по формуле:

$$V_R = \frac{1 - \alpha}{1 + \rho_c(W/C)} \cdot (1 - V_a) + V_a \quad (4)$$

где α – степень гидратации цемента; ρ_c – плотность бетона; W/C – водоцементное отношение.

Как видно из формулы (4) степень гидратации α является единственным параметром, который необходимо определять расчетным путем. При этом согласно предложениям Almadaiheem [31] модуль упругости бетона следует определять для следующих случаев:

а) когда сжимающие напряжения в компонентах структуры бетона (как гетерогенного тела) равны:

$$E_c = \frac{E_p}{\frac{(1-2\nu_p)}{(1+2\nu_c)}(1-V_R) + \frac{(1-2\nu_R)}{(1-2\nu_c)} \cdot \frac{E_p}{E_R} \cdot V_R}, \quad (5a)$$

б) когда деформации отдельных компонентов структуры бетона (как гетерогенного тела) равны:

$$E_c = \left[\frac{(1-2\nu_c)}{(1+2\nu_p)}(1-V_R) + \frac{(1-2\nu_c)}{(1-2\nu_R)} \cdot \frac{E_R}{E_p} \cdot V_R \right] \cdot E_p \quad (5b)$$

в) для промежуточных ситуаций:

$$E_c = 0.5 \left[\frac{E_p}{\frac{(1-2\nu_p)}{(1+2\nu_c)}(1-V_R) + \frac{(1-2\nu_R)}{(1-2\nu_c)} \cdot \frac{E_p}{E_R} \cdot V_R} + 0.5 \left[\frac{(1-2\nu_c)}{(1+2\nu_p)}(1-V_R) + \frac{(1-2\nu_c)}{(1-2\nu_R)} \cdot \frac{E_R}{E_p} \cdot V_R \right] \cdot E_p \right] \quad (5в)$$

В формулах (5a)–(5в) E_p – модуль упругости цементного камня, определяемый по формуле:

$$E_p = E_h \left[1 - \frac{(W/C) - 0.36\alpha}{(W/C) + \frac{\rho_w}{\rho c}} \right]^3 \quad (6)$$

где E_h – модуль упругости полностью прогидратировавшего цементного камня при условии нулевой пористости, принимаемый согласно [31] равным $E_h = 31.37$ ГПа

Согласно предложениям [31] в расчетных формулах (5a)–(5в) следует принимать $E_R = 75.85$ ГПа; $\nu_p = 0.28$; $\nu_R = 0.1$; $\rho_c = 0.15$; $\rho_w = 1.0$, а ν_c определять по формуле:

$$\nu_c = (1 - \nu_R)\nu_p + \nu_R \cdot \nu_R, \quad (7)$$

При определении модуля упругости бетона по (5a)–(5в) возникает вопрос: как на стадии проектирования выбрать, какой из трех случаев должен быть применен к расчету? Очевидно, практически всегда реальной структуре будет соответствовать промежуточная ситуация. Но и зависимость (5в) не всегда адекватна действительности, так как судя по коэффициентам 0.5, описывает единственный вариант, при котором в структуре в равной степени присутствуют оба явления, соответствующие выражениям (5a), (5б).

Этого недостатка лишена зависимость, предложенная Hirsch [43] и нашедшая более простую интерпретацию в работе Dougill [42]:

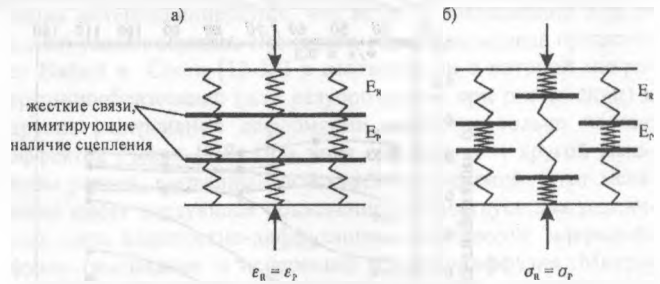


Рисунок 5. Условия деформирования двухкомпонентной системы с различными механическими характеристиками составляющих ($E_p \neq E_R$) для случая:

- а) равенства деформаций в компонентах структуры $\epsilon_R = \epsilon_p$;
- б) равенства напряжений $\sigma_R = \sigma_p$.

$$\frac{1}{E_c} = (1-A) \left[\frac{V_a}{E_a} + \frac{V_p}{E_p} \right] + A \left[\frac{1}{V_a E_a + V_p E_p} \right], \quad (8)$$

где $A = \frac{2Z}{\pi}$, Z – эмпирическая постоянная, компенсирующая

неучет влияния крупности, формы, вида поверхности и взаиморасположения зерен заполнителя; V_a, V_p – абсолютный объем соответственно заполнителя и цементного камня; E_a, E_p – модули упругости соответственно заполнителя и цементного камня.

Необходимость подбора величины Z опытным путем несколько снижает достоинства формулы (8), а рекомендация Hirsch [43] принимать $Z = 0.785$ упрощает ее до выражения, аналогичного зависимости (5в). Это подтверждает равносущество условий $\epsilon_R = \epsilon_p$ и $\sigma_R = \sigma_p$.

Точность расчета E_c по (8) характеризуется средним отклонением $\pm 10\%$, максимальным $\pm 35\%$.

Как видно, в определении коэффициента Z перечислены факторы, существенно влияющие на формирование зоны контакта заполнителя с цементным камнем. Таким образом, состояние контактной зоны является, по всей видимости, основным критерием оценки деформирования всей структуры.

Это легко показать, рассуждая следующим образом. Для случая, когда сжимающие напряжения в компонентах структуры бетона равны при различных модулях упругости ($E_p \neq E_R$) необходимо условие свободного, независимого деформирования матрицы и включения, то есть отсутствие сцепления между ними. При этом $\frac{E_R}{E_p} = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_R} \Rightarrow \sigma_R = \sigma_p$. Если же связь по контакту не нарушена, то деформации заполнителя и цементного камня будут одинаковыми $\epsilon_R = \epsilon_p$, а напряжения σ_R, σ_p распределятся пропорционально модулям упругости E_R, E_p . Проще это можно представить при помощи довольно примитивной, но оправданно идеализированной функциональной модели (рис. 5).

Следует иметь в виду, что при рассмотрении бетона как многоуровневой гетерогенной системы с некоторой осторожностью стоит относиться к использованию комплексных показателей (ν_R, E_R, V_R), сочетающих в себе действие заполнителей в бетоне и негидратированных частиц вяжущего в цементном камне, поскольку при описании случая $\sigma_R = \sigma_p$ трудно себе представить полное отсутствие сцепления между частицами так называемого «клинкерного фонда» и гидратными новообразованиями.

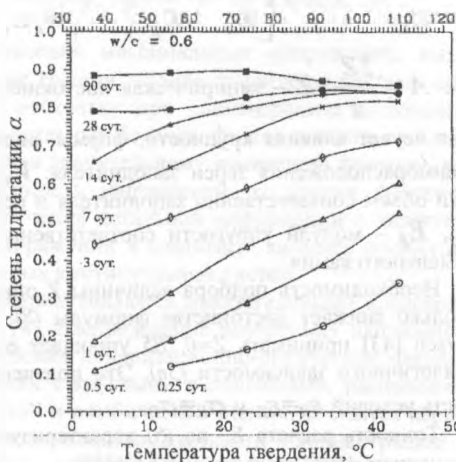
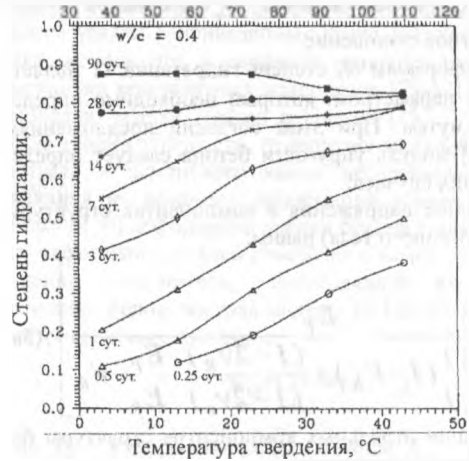
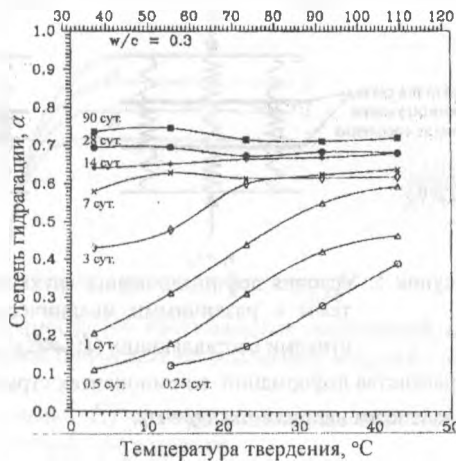


Рис. 6. Изменение степени гидратации цемента в зависимости от времени твердения и температуры согласно [29]
 а) $W/C = 0.3$, б) $W/C = 0.4$;
 в) $W/C = 0.6$

Несмотря на накопленный опыт в исследовании контактной зоны точное прогнозирование ее реального состояния по-прежнему затруднительно. Наряду с такими факторами, как крупность, форма, вид поверхности, концентрация и взаиморасположение заполнителей, учитываемыми при помощи эмпирических коэффициентов с позиций механики, немаловажную роль в формировании контактного слоя играют химические аспекты. Среди них можно выделить минералогический состав заполнителя, способствующий химическому взаимодействию с цементным камнем. В таких случаях прочность адгезионной связи определяется видом новообразований на поверхности заполнителя, при этом возможно повы-

шение либо понижение прочности цементного камня в непосредственной близости от контакта.

В реальных бетонах заполнитель практически не представляется возможным проявить свои реакционные способности, поскольку характерной чертой отечественной практики строительства является исключительно редкое применение просто чистых заполнителей. Тем не менее, учитывая и без того бесчисленное множество всевозможных факторов, поразному влияющих на формирование структуры бетона и загромождающих теоретические изыскания, реальное качество поверхности заполнителя в сущности можно считать даже уважительным обстоятельством, позволяющим обоснованно игнорировать некоторые моменты формирования контактной зоны при разработке методики расчета параметров усадки. Необходимо только принимать во внимание, что такой подход увеличивает вероятность появления трудностей иного характера, связанных в конечном итоге с поиском убедительных доказательств тому, что такая расчетная методика, обладающая точностью $\pm 100\%$, не совсем безнадёжна.

В работах Basma и Y. Abdel-Jawad [29] расчетные зависимости, предложенные в [31, 32], были проанализированы для 250 опытных точек при варьировании следующих показателей:

- а) степени гидратации вяжущего $\alpha = 0.3 \dots 0.9$;
- б) водоцементного отношения $W/C = 0.2 \dots 0.7$;
- в) объемного содержания заполнителей $V_a = 0.01 \dots 0.6$

На основании анализа, выполненного методами математической статистики, была предложена упрощенная модель:

$$R_{cp} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_p} = 0.541 + 0.4\alpha - 0.94V_a, \quad (9)$$

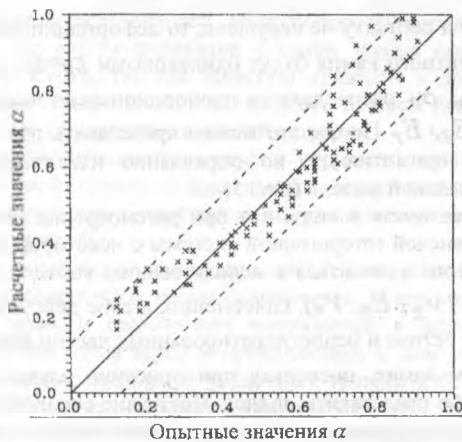


Рисунок 7. Сравнение опытных и расчетных по ф.(10) значений степени гидратации цемента согласно [29]

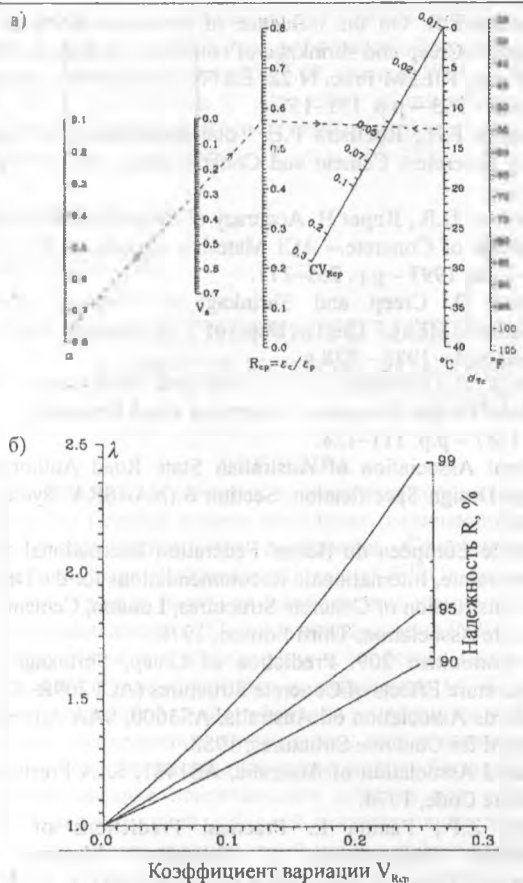


Рисунок 8. Номограмма для определения относительных деформаций усадки R_{cp} , коэффициента вариаций $CV_{R_{cp}}$ (а) и график для определения поправочно-го коэффициента λ (б) [29]

при $r^2=0.982$ и $SEE=0.029$.

Как видно, из формулы (9) исключено влияние (W/C), которое, судя по результатам анализа [29], непосредственно оказывает незначительное влияние на величину R_{cp} . Вместе с тем, на базе собственных опытов (рис. 6) Basma и Y. Abdel-Jawad [29] предложил следующую зависимость для определения степени гидратации цемента во времени:

$$\alpha = 0.357 + 0.111 \ln t_c + 0.005 T_c + 0.084 W / C, (10)$$

где t_c – расчетный период времени, сут.; T_c – температура хранения в градусах.

Сравнение расчетной модели по формуле (10) с опытными данными из работы [29] показано на рис. 7.

При анализе расчетной модели (9) с использованием методов теории вероятности установлено, что наибольшее влияние на величину коэффициента вариации результатов оказывает температура. В связи с этим для определения коэффициента вариации $CV_{R_{cp}}$ и значения R_{cp} была предложена номограмма, показанная на рис. 8а. При установленном коэффициенте вариации $CV_{R_{cp}}$ по графику (рис. 8б) определяют корректирующий коэффициент λ , учитывающий величину усадочных деформаций с назначенной надежностью [29].

Как следует из опытов [11, 15-17] свободная усадка практически всегда меньше усадки в образцах, подвергнутых нагружению сжатия. В то же время, растягивающие напряжения приводят к снижению усадочных деформаций. Эти явления в работах [15-17] объясняются эффектами микротрещинообразования. Так, при растяжении эффекты микротрещинообразо-

вания интенсифицируются, что ведет к уменьшению деформаций усадки образца. Несколько отличную модель предлагает Bazant и Chern [12-13] в соответствии с которой микротрещинообразование (или разупрочнение при растяжении) и другие реверсивные деформации являются только частью эффектов Pickett [30]. При этом существует и другой механизм усадки, вызванный действием напряжений. Этот механизм имеет следующее объяснение. Существует два различных типа влажностно-диффузионных процессов: макродиффузия (высыхание и испарение) и микродиффузия. Микродиффузия, связанная с локальным перемещением воды между капиллярными порами (макропорами) и гелевыми порами (микропорами), вызывает деформации жесткого каркаса цементного камня. Движение воды через гелевые поры, имеющие размеры нескольких молекул, приводит к разрушению контактов структурного каркаса и интенсифицирует ползучесть материала.

Как было показано Wittmann [16, 17] усадка в свободных условиях (при отсутствии напряжений) является значительно большей, чем при действии растягивающих напряжений. В связи с этим Wittmann [16, 17], основываясь на положениях механики разрушения, заключает, что усадка не является свойством материала, а в определяющей степени зависит от вида напряженного состояния. Вместе с тем, до настоящего времени нет достаточно обоснованного экспериментального подтверждения для описания модели, основанной на микротрещинообразовании структуры, предложенной в работах [16, 17].

Как видно, трактовка механизма усадки под нагрузкой осуществляется с различных позиций, отчего данный вопрос становится предметом дискуссии, в продолжение которой можно добавить следующее.

В свободных условиях под действием сопротивления, оказываемого непрогидратированными зёрнами цемента, в матрице от усадки возникают растягивающие напряжения, а с течением времени и деформации ползучести. Таким образом, свободной усадкой ошибочно называют деформации, несколько сниженные эффектом ползучести от растяжения. Если к системе извне приложить равномерно распределенную сжимающую нагрузку, часть ее воспримут цементные зёрна, а часть – гидратированная масса. При определенном уровне нагружения результирующие напряжения в большей части матрицы окажутся равными нулю, то есть этот элемент структуры полностью разгружается, а внешняя нагрузка воспринимается клинкерными частицами, соединенными между собой кристаллическими сростками гидратных новообразований. В таких условиях логично ожидать роста деформаций усадки, которая становится действительно свободной, и надо полагать, достигает предельной интенсивности, обусловленной химико-минералогическим составом вяжущего. Это означает, что возможный прирост деформаций при дальнейшем увеличении нагрузки может быть отнесен к текучести, ползучести и еще чему угодно, но не к усадке. Следует отметить, что все сказанное относится к химической усадке, которая, вопреки утверждению Wittmann [16, 17] при любых условиях нагружения остается постоянным и независимым от напряженного состояния свойством материала.

ВЫВОДЫ

Содержащиеся в нормативных документах расчетные модели по определению деформаций усадки бетона, основанные на феноменологических зависимостях, в ряде случаев дают значительные погрешности для конкретных проектных ситуаций и нуждаются в совершенствовании.

Расчетные предложения по определению деформаций усадки, основанные на рассмотрении структурно-механических моделей композита с позиций теории упруго-

сти позволяют с более высокой точностью оценивать соотношение, выражающее усадку цементного камня и бетона в зависимости от целого ряда рассмотренных в статье факторов. Однако, предложенные модели до конца не вскрывают физико-химическую основу процесса усадки цементного камня.

Представляется целесообразным построение расчетных зависимостей, описывающих деформации усадки цементного камня, а далее и бетона, опираясь на термо-химико-механическую модель, рассматривающую процесс твердения материала во времени и достаточно строго учитывающую основные факторы, влияющие на образование микро- и макроструктуры композита.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Волженский А.В. Характер и роль изменений объемных фаз при твердении вяжущих и бетонов// Бетон и железобетон.- 1969.- № 3. - С. 16-20.
2. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Буссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов - М.: Стройиздат, 1979 - 344 с.
3. Шейкин А.Е. Природа усадочных деформаций бетона и их влияние на трещиностойкость железобетонных конструкций// Структура, прочность и деформации бетона/ Материалы координационного совещания. Под ред. С.В. Александровского и А.Е. Десова.-М.: НИИЖБ, 1972.- С. 96-113.
4. Блещик Н.П., Рыскин М.Н. Структурно-механическая модель и прочность цементного камня на сжатие// Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций строительства зданий и сооружений/ Сборник статей II Межвузовской научнотехнической конференции. Под ред. Н.П. Блещика, В.В. Тура.- Брест: БПИ, 1998, в 2-х частях.- Ч. 1.- С. 44-50.
5. Ахвердов И.Н., Смольский А.Е., Скочеляс В.В. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона.- Мн.: Наука и техника, 1973 - 232 с.
6. Осетинский Ю.В., Подвальный А.М. О выборе модели для расчета собственных напряжений в бетоне// Механика композитных материалов, 1982.- № 5.- С. 789-796.
7. Десов А.Е. Некоторые вопросы структуры прочности и деформативности бетонов// Структура, прочность и деформативность бетона/ Сб. гр.- М., 1966 г.
8. Десов А.Е. Развитие и релаксация структурных напряжений от усадки бетона во времени// Структура, прочность и деформации бетона/ Материалы координационного совещания. Под ред. С.В. Александровского и А.Е. Десова.- М.: НИИЖБ, 1972.- С. 114-128.
9. Racke H.H. Schweizer Archiw, 1956
10. Hsu T.T.C. Mathematikal analyses of shrinkage stressing model of hardened concrete// J.ACI- 1963 - vol.17.- № 3 - P. 371-390.
11. Kovler K. Independence of Creep and Shrinkage for Concrete under Tension.- Journ. of Material in Civil Eng.- vol. 7, N 2, May, 1995 - p.p. 96-101.
12. Bažant Z.P., Chern J.C. Concrete creep at variable humidity: Constitutive law and mechanism- Mat. and Struct., N 18(103), 1985 - p.p. 1-20.
13. Bažant Z.P. Chern J.C. Strain-stiffening with creep and exponential algorithm - Journ. Engrg. Mech., ASCE.- N 111(3).- 1985 - p.p. 391-415.
14. Bažant Z.P., Panula L. Practical prediction of time-dendent deformations of concrete.- Struct. Engrg. Rep.- N 78-3/640S, Dep. of Civ. Engrg., Northwestern Univ., Evanston, III - 1978 - p.p. 319-421.
15. Hansen T.C. Creep and stress relaxation in concrete.- Proc. N 31, Swedish Cement and Concrete Inst. (CBI).- 1960 - 271 p.
16. Wittmann F.H. On the influence of stress on shrinkage of concrete - Creep and shrinkage of concrete - Z. Bažant and I. Carol eds., RILEM Proc. N 22, E&FN Spoon Publ., London, England, 1993 - p.p. 151-157.
17. Wittmann F.H., Roelfstra P.E. Total deformation of loaded drying concrete - Cement and Concrete Rep., vol. 10 - p.p. 601-610.
18. McDonald D.B., Roper H. Accuracy of Prediction Models for Shrinkage of Concrete.- ACI Materials Journal, v. 90, N 3, May-June, 1993 - p.p. 265-271.
19. Clifford D. Creep and Shrinkage of Gateway Bridge Concrete.- MEng. Thesis, Dep. of Civ. Engrg., Univ. of Queensland - 1985 - 278 p.
20. Clifford D., Koretsky A.V. Creep and Shrinkage of the Gateway Bridge Concrete - Australian Road Research, v. 17, N 2, 1987 - p.p. 111-128.
21. National Association of Australian State Road Authorities, Bridge Design Specification, Section 6 (NAASRA: Sydney)- 1976.
22. Commitee Europeen du Béton/ Federation International de la Précontrainte, Internationale Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures, London, Cement and Concrete Association, Third Edition, 1978.
23. ACI Committee 209. Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects of Concrete Structures (ACI 209R-82).
24. Standards Association of Australia, AS3600, SAA Australian Standard for Concrete Structures, 1988.
25. Standard Association of Australia, AS1481, SAA Prestressed Concrete Code, 1974.
26. Bažant Z.P., Panula L. Practical Predictions of Time Dependent Deformations of Concrete.- Material and Structures, Research and Testing (RILEM Paris), v. 11, N 65, 1978.
27. Comité Euro-Internationale du Béton, Bulletin d'Information, B 199, Sept., 1990.
28. Gardner N.J., Zhao J.W. Creep and Shrinkage Revisited - ACI Materials Journ., v. 90, N 3, May-June, 1993 - p.p. 236-246.
29. Nasma A.A., Abdel-Jawad Y. Probability Model for the Drying Shrinkage of Concrete - ACI Materials Journal - v. 92, N 3, May-June, 1995 - p.p. 246-251.
30. Pickett G. Effect of Aggregate on Shrinkage of Concrete and Hypothesis Concerning Shrinkage - ACI Journal, Proc. V. 52, N 5.- Jan., 1956 - p.p. 581-590.
31. Almudaiheem J.A. Improved Model to Predict the Ultimate Drying Shrinkage of Concrete - Magazine of Concrete Research, v. 44, N 159.- 1997 - p.p. 81-85.
32. Hansen W., Almudaiheem J.A. Ultimate Drying Shrinkage of Concrete - Influence of Major Parameters- ACI Materials Journal, v. 84, N 3, May-June, 1987 - p.p. 217-223.
33. Troxell G.P., Raphael J.M., Devis R.E. Long-Term Creep and Shrinkage Tests of Plain and Reinforced Concrete.- Proc. of the Amer. Soc. for Testing and Materials.- v. 58, 1958 - p.p. 1101-1120.
34. Brooks J.J. Accuracy of Estimating Long-Term Strays in Concrete - Mag. of Concrete Research, v. 36, N 128, Sept., 1984 - p.p. 131-145.
35. Eurocode-2. General Rules and Rules for Buildings - sraft 1.- 2001 - 276 p.
36. Прокопович И.Е., Застава М.М. О расчетном определении длительных деформаций тяжелого бетона.- Бетон и железобетон.- № 5, 1972 - С. 35-37.
37. Пр. СНБ 5.03.01-98. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования.
38. Cervera M., Oliver J., Prato T. Termo-Chemo-Mechanical Model for Concrete.- Journal of Engrg. Mech.- vol. 125, N 9, Sept., 1999 - p.p. 1018-1027.

39. Соколова Н.А. Усовершенствованные мультипликативные модели длительных деформаций бетона.— Дисс. ... канд. техн. наук, спец. 05.23.01, Одесса, 1984 – 230 с.
 40. Anson N., Newman E. The effect of mix proportions and method of testing of Poisson's ration for mortar and concrete – Mag. Concr. Res., 1966 – 18 – p.p. 115–127.

41. Powers T.C. Fundamental aspects of shrinkage of concrete.- Third Int. Cog. Precast. Ind., Stockholm, 1960 – p.p. 1–18.
 42. Dougill J.W. ACI Journal.– 1962.– N 9.
 43. Hirsh T.J. ACI Journal.– 1962.– N 3.

УДК 666.972

Кардумян Г.С.

ЭФФЕКТИВНОСТЬ МОДИФИЦИРОВАНИЯ НАПРЯГАЮЩИХ БЕТОНОВ КОМПЛЕКСНОЙ ДОБАВКОЙ НА ОСНОВЕ МИКРОКРЕМНЕЗЕМА И СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРА

ВВЕДЕНИЕ

Возведение современных инженерных сооружений невозможно без бетонов нового поколения, отличающихся высокими эксплуатационными свойствами. Сформировавшаяся концепция "High Performance Concrete" (HPC), как известно, основана, прежде всего, на комплексном использовании суперпластификаторов (СП) и микрокремнезема (МК).

Ниже приведена информация о свойствах напрягающего цемента (НЦ) и комплексного модификатора МБ-01 и результатах исследований свойств бетонов полученных при их применении. Исследования проводили с целью оценить эффективность модифицированных напрягающих бетонов.

Использование напрягающего цемента или портландцемента с расширяющей добавкой является одним из способов получения вместо традиционной усадки эффекта расширения бетона и самонапряжения железобетона. Исходными материалами для НЦ являются портландцемент или клинкер портландцемента и расширяющий компонент, состоящий из вещества, содержащего алюминаты кальция, и гипса любой модификации. Подбирая соотношение компонентов в системе С-А-С (С – оксид кальция, А – диоксид алюминия, С – сульфат кальция) и вид исходных веществ, можно направить развитие процесса гидратации по желаемому руслу и получить в заданный отрезок времени необходимое количество и виды цементных новообразований.

Расширение и самонапряжение бетонов на напрягающем цементе завершаются за 7-12 дней, после чего цемент продолжает твердеть и набирать высокую прочность [1].

Растворы и бетоны на напрягающем цементе обладают низкой проницаемостью (выше марки W12), являющейся

следствием самонапряжения структуры, высокой прочностью не ниже С 30/40, повышенной стойкостью к воздействию различных агрессивных сред [2].

Комплексный модификатор бетона представляет собой порошкообразный продукт с насыпной массой 750–800 кг/м³, состоящий из гранул размером до 100 мкм [3]. Каждая гранула представляет собой агрегат из ультрадисперсных частиц микрокремнезема, покрытых затвердевшей адсорбционной пленкой из молекул суперпластификатора и регулятора твердения. Обладая сравнительно высокой насыпной массой и представляя собой композиционный материал комплексный модификатор является удачной добавкой для применения в технологии бетона. Используемый на строительном рынке микрокремнезем даже в уплотненном состоянии ($\rho_n = 500 \text{ кг/м}^3$) вызывает проблемы при производстве бетонов, требуя устройства специальной линии подачи и дозирования микрокремнезема и суперпластификатора.

Формирование структуры цементного камня и бетона с применением комплексного модификатора происходит в соответствии с закономерностями [4], характерными для системы с микрокремнеземом и суперпластификатором. Как следует из [5], при расходе обычного портландцемента M400 в пределах 500 кг/м³ можно получить бетоны сверхвысокой прочности ($f_c = 80-100 \text{ МПа}$), низкой проницаемости (выше марки W16), повышенной стойкости к воздействию сульфатов, хлоридов и слабых кислот, т.е. бетоны с высокими эксплуатационными свойствами.

Таблица 1

Химический состав напрягающего цемента, %.

Вид цемента	п.п.п	SiO ₂	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	CaO _{св}	MgO	SO ₃
НЦ-40	2,47	20,37	4,02	8,01	58,57	0,20	1,0	4,58

Таблица 2

Минералогический состав исходного клинкера, %.

Вид цемента	C ₁ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	Вид и количество добавки, %
НЦ-40	59,14	17,78	4,53	15,28	Гипсовый камень – 12 Глиноземистый цемент – 19

Таблица 3

Физико-механические свойства напрягающего цемента, испытанного по ТУ РБ 02071613.183-99.

Вид цемента	Удельная поверхность, м ² /кг	Нормальная густота цементного теста, %	Сроки схватывания		Линейное расширение, ε, %	Самонапряжение, Sp, МПа	Предел прочности в возрасте 28 сут, МПа, при	
			начало	конец			сжатии	изгибе
НЦ-40	360	25	55 мин	2ч 05 мин	0,7	4,25	47,3	12,8

Кардумян Галина Суменовна. Кандидат технических наук, доцент, докторант Белорусской государственной политехнической академии.

Беларусь, БГПА, 22027, г Минск, пр. Ф. Скорины 65.