

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

*СЕМЧЕНКОВ А.С., ДЕМИДОВ А.Р., СОКОЛОВ Б.С.*  
Испытание фрагментов плита-ригель сборно-монолитного  
перекрытия каркаса "РАДИУСС" ..... 2

### БЕТОНЫ

*ЛЕСОВИК В.С., ЖЕРНОВОЙ Ф.Е.* Методология проектирования  
состава искусственных конгломератов ..... 4

### СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

*ТРЕМБИЦКИЙ С.М., БЕККЕР Л.Н., КЕБАДЗЕ П.Г.*  
Условия достижения высоких темпов и качества  
строительства зданий из монолитного железобетона ..... 8

### ТЕОРИЯ

*ГАЛУСТОВ К.З.* К вопросу об упруго-мгновенных  
деформациях в теории ползучести бетона ..... 11

### БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

*ГАРИБОВ Р.Б.* О прочностном мониторинге железобетонных  
конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах\* ..... 15

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

*УСАЧЕВ И.Н., РОЗЕНТАЛЬ Н.К.* Бетон, стойкий в зоне прилива  
арктического побережья России ..... 18

*ЕЛШИНА Л.И.* Обследование коррозионно-технического  
состояния железобетонных конструкций двухъярусных  
автостоянок и гаражей ..... 22

### ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

*МУРТАЗАЕВ С-А. Ю., САЛАМАНОВА М.Ш., ГИШЛАКАЕВА М.И.*  
Формирование структуры и свойств бетонов  
на заполнителе из бетонного лома ..... 25

### В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

*ПОДМАЗОВА С.А.* Российские цементы и нормативы,  
на соответствие которым они выпускаются ..... 28

Памяти Р.Л. Серых ..... 31

А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн. наук, А.Р. ДЕМИДОВ, инж. (НИИЖБ);  
Б.С. СОКОЛОВ, д-р техн. наук (Казанский ГАСУ)

## ИСПЫТАНИЕ ФРАГМЕНТОВ ПЛИТА-РИГЕЛЬ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ КАРКАСА "РАДИУСС"

Целью испытаний явилось определение прочности, жесткости и трещиностойкости фрагментов сборно-монолитного перекрытия\*, состоящих из сборной круглопустотной плиты и монолитных участков ригелей, при действии вертикальной нагрузки, распоров и опорных моментов (рис. 1, а). Было испытано два фрагмента, состоящих из сборной железобетонной плиты длиной 5820 мм и шириной 820 мм, под расчётную нагрузку 8 кПа без учёта собственного веса, опирающейся на обрезки двух монолитных ригелей, установленных на катковые опоры. Равномерно распределённая нагрузка на плиту создавалась двумя гидравлическими домкратами с помощью системы распределительных балок и траверс и передавалась на плиту в четырёх точках по длине (рис. 1, а, б).

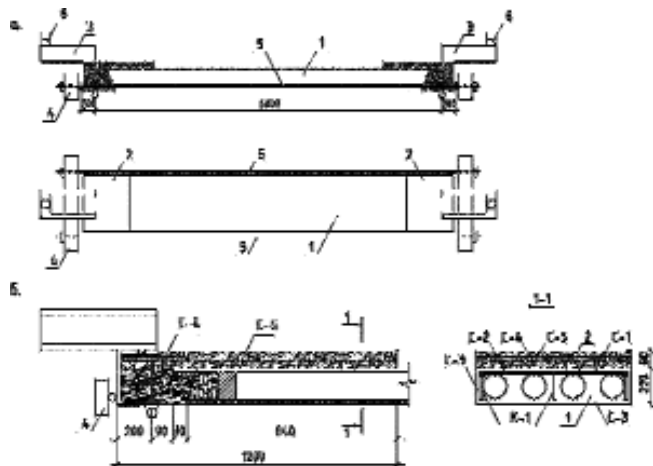


Рис. 1. Схема испытания (а) и конструкция опытного фрагмента (б)

1 - плита; 2 - монолитный ригель; 3 - консоль; 4 - упорная балка; 5 - тяжки; 6 - домкрат

Первый фрагмент Ф-1 испытывали на действие вертикальной нагрузки с учетом влияния распора и опорного момента. Последний создавался при помощи консольной рамы, изготовленной из швеллеров №30. Один конец консоли приваривался к специально установленным закладным деталям в ригеле, а второй конец зажимался при помощи гидродомкрата, установленного с плечом 700 мм (рис. 1, а). Вторым фрагмент перекрытия Ф-2 испытывали на

действие вертикальной нагрузки только с учетом влияния распора. Для этого в торцах каждого фрагмента устанавливали упорные металлические балки, соединённые между собой двумя тяжами диаметром 40 мм с каждой стороны, которые воспринимали усилия распора, возникающего при изгибе плиты в результате приложения вертикальной нагрузки.

В плите в качестве рабочей продольной арматуры устанавливали три напрягаемых стержня диаметром 12 мм класса Ат-V. В опытных образцах плит отсутствовали выпуски рабочих стержней длиной 70 мм, которые должны быть в рабочих чертежах. В опорных зонах плит (рис. 1, б) были установлены по три вертикальных арматурных каркаса К-1 длиной 1470 мм с поперечной арматурой диаметром 4 мм класса Вр-1 с шагом 100 мм; в зоне передачи напряжений в нижней полке плиты устанавливалась корытообразная сетка С-3 длиной 330 мм с шагом поперечных стержней 75 мм, изготовленная из арматурной проволоки диаметром 4 мм класса Вр-1; верхняя полка по всей площади армировалась конструктивной сеткой С-1 из арматурной проволоки диаметром 3 мм класса Вр-1 с четырьмя продольными стержнями; в опорных зонах верхней полки дополнительно устанавливались сетки С-2 длиной 430 мм из проволоки Вр-1 диаметром 4 мм.

Монолитный ригель изготавливали на вторые сутки после бетонирования плиты. В ригеле первого варианта перекрытия Ф-1 предусматривалась установка закладных деталей, которые предназначались для создания защемления на опорах, и двух сеток для восприятия опорных моментов, возникающих в стыке. Сетки изготавливали шириной 780 мм и длиной 1150 (С-5) и 300 мм (С-4) (рис. 1, б) из арматурной проволоки диаметром 5 мм, с шагом продольных стержней 150 мм. В монолитном ригеле второго варианта перекрытия Ф-2 была упрощена конструкция закладной детали и убрана сетка С-4.

При испытаниях измеряли перемещения плиты и осадки опор; деформации бетона в сжатой и растянутой зонах плиты и деформации растянутой арматуры в середине пролёта; деформации по периметру стыка плиты с монолитным ригелем; угол поворота плиты на опоре; прогибы консолей; деформации тяг.

При испытании первого фрагмента Ф-1 сборно-монолитного перекрытия нагрузка прикладывалась поэтапно. На первом цикле загрузка плиты и консоли происходило одновременно. При этом шаг этапа соответствовал нагрузке на плиту, равной 2,2 кПа,

\* Семченков А.С. Обоснование регионально-адаптируемой индустриальной универсальной строительной системы "РАДИУСС" // Бетон и железобетон. - 2008. - № 4. - С.2.

а на консоль - 5 кН. За четыре этапа нагрузка на плиту составила 8,8 кПа, а на консоль - 20 кН, при этом прогиб в середине пролёта плиты был равен 0,62 мм. На втором цикле нагружение Ф-1 на первых четырех этапах происходило аналогично первому циклу нагружения. После четвертого этапа нагрузка с шагом 2,2 кПа прилагалась только в пролёт плиты, и при этом с помощью манометра фиксировали изменение нагрузки на консолях.

Первые волосяные трещины в пролёте появились при нагрузке на плиту 13,2 кПа, трещины шириной 0,25 мм имели место при нагрузке на плиту 17,6 кПа, при этом нагрузка на консолях возросла до 27,5 кН. Далее нагрузка на консолях была уменьшена до 20 кН и поддерживалась в дальнейшем на том же уровне. При нагрузке 22 кПа ширина раскрытия трещин была 1,2 мм. Разрушение наступило вследствие текучести продольной арматуры при нагрузке на плиту 24,2 кПа и на консоли - 20 кН. Оно характеризовалось ростом прогибов до 35 мм (рис. 2), текучестью арматуры и раскрытием трещины в нормальном сечении плиты до 2 мм. Относительные деформации сжатой зоны бетона плиты при разрушении составили  $2 \cdot 10^{-3}$ . Величина горизонтального распора, полученная в результате обработки показаний тензодатчиков на тягах, превысила 200 кН (рис. 3).

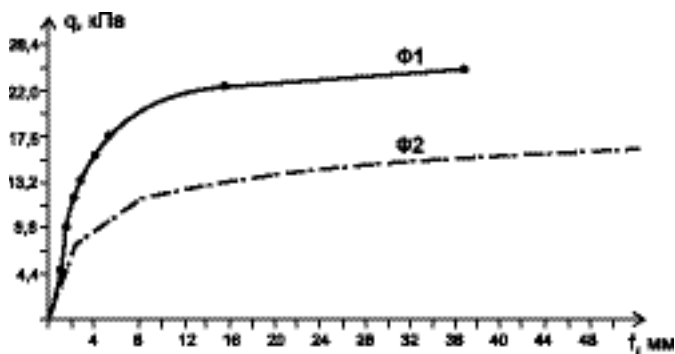


Рис. 2. Прогибы фрагментов в середине пролёта

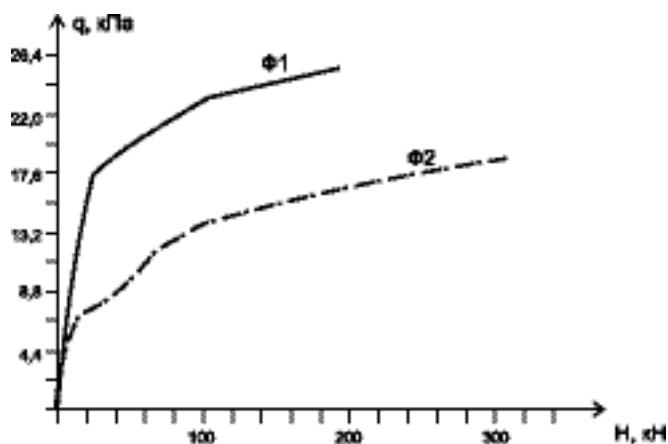


Рис. 3. Зависимость величины распора от вертикальной нагрузки на плиту

После появления признаков разрушения в пролёте нагрузка на плиту была уменьшена до величины

22 кПа и в дальнейшем прикладывалась только на консоли. При нагрузке на консоль 27,5 кН появились волосяные трещины в монолитном ригеле над стыком монолитной и сборной частей. При нагрузке на консоли 37,5 кН произошел обрыв сварки в месте крепления консоли к монолитному ригелю. В дальнейшем нагружалась только одна консоль. Разрушение у опоры произошло при нагрузке на консоль 41,5 кН в верхней зоне монолитного ригеля и характеризовалось текучестью верхних арматурных сеток с последующим их обрывом. Вторая опора после приварки консоли была испытана заново; её разрушение происходило аналогично разрушению первой опоры.

Второй фрагмент сборно-монолитного перекрытия испытывался без влияния опорного момента. Равномерно распределенная нагрузка на плиту прикладывалась ступенями по 2,2 кПа. На первом цикле нагрузка на плиту составила 11 кПа, прогиб при этом был равен 6,6 мм. При этой же нагрузке появились первые волосяные трещины в середине пролёта плиты. Затем нагрузку сбросили до нуля. На втором цикле нагружения фрагмент доводили до разрушения. Ширина раскрытия трещин 1,65 мм имела место при нагрузке на плиту 16,5 кПа, прогиб при этом равнялся 20,4 мм (рис. 2), относительные деформации бетона сжатой зоны плиты  $0,48 \cdot 10^{-3}$ . В дальнейшем нагрузку на плиту довели до 18,7 кПа. Ширина раскрытия трещин составила 2,8 мм, прогиб - 62,9 мм, относительные деформации бетона сжатой зоны плиты были равны  $1,4 \cdot 10^{-3}$ . После этого нагрузку сбросили до нуля. Остаточный прогиб составил 27,4 мм, величина суммарного усилия в тягах достигала 300 кН (рис. 3).

После проведения испытаний фрагмента по нормальным сечениям был испытан стык плиты с ригелем на действие поперечной силы. Испытания проводились без влияния распора и опорного момента. Плита была подперта в пролёте на расстоянии 2510 мм от центра ее контакта с монолитным ригелем. Нагрузку прикладывали на расстоянии 280 мм от контакта. Разрушение произошло при нагрузке 140 кН и носило хрупкий характер. Разрушающая наклонная трещина прошла от места опирания ригеля к месту контакта плиты с ригелем и по контакту ушла вверх. Признаков нарушения сцепления в месте стыка сборного и монолитного бетона визуально и по показаниям индикаторов обнаружено не было.

## ВЫВОДЫ

1. Испытания фрагментов сборно-монолитного перекрытия показали надёжную работу как стыка, так и нормального сечения плиты.
2. Распор, возникающий в результате действия вертикальной нагрузки, и особенно опорный момент

существенно повышали несущую способность нормального сечения.

3. Коэффициент запаса для нормального сечения в Ф-1 составил  $C = 2,47$ , а для Ф-2 –  $C = 1,77$ .

4. Сходимость опытной несущей способности плиты с теоретической, рассчитанной по фактическим прочностным характеристикам материалов и заданным значениям опорных моментов и распор, находилась в пределах 15%.

---

## БЕТОНЫ

---

*В.С. ЛЕСОВИК, д-р техн. наук, Ф.Е. ЖЕРНОВОЙ, инж. (Белгородский государственный технологический ун-т им. В.Г. Шухова)*

### МЕТОДОЛОГИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СОСТАВА ИСКУССТВЕННЫХ КОНГЛОМЕРАТОВ

Бетон - основной строительный материал XXI века, претерпевая революционные преобразования, в наибольшей степени отвечает критериям устойчивого развития. Его ежегодное производство превышает 2 млрд. м<sup>3</sup>, никакой другой продукт производственной деятельности на земном шаре не изготавливается в таких объемах [1-3].

Число модификаций бетонов достигает многих десятков наименований и при производстве каждого его вида, как и большинства искусственных конгломератов, необходимо уделять внимание значительному числу факторов. Каждому бетону соответствуют заполнители определенных характеристик. Так, например, применение гранита является излишним для бетона класса В10, но значительно улучшает показатели бетона класса В50. Для бетона каждого класса нужны соответствующие условия формирования (вибропрессование, гиперпрессование, вакуумирование и т.д.); твердения; подчас требуется введение добавок; для бетонов В10-В15 актуальна обработка физическими полями и т.п. Для производства суперкачественных бетонов используют такие вещества, как ферросилиций и комплексные органоминеральные добавки. В этом аспекте особенно актуальны вопросы проектирования оптимальных составов искусственных конгломератов, удовлетворяющих современным критериям качества.

В настоящее время вопросам интегральной оценки экономической эффективности применения строительных материалов уделяется большое внимание [4]. Однако необходимо учитывать, что при этом информация о технологиях производства композитов все еще носит слабоструктурированный характер. Для качественного прорыва в области производства строительных материалов требуется создание инструмента, осуществляющего анализ и управление их изготовлением на всех стадиях.

На уровне существующей методики систематизации экспертных мнений [3] учет влияния всех факторов при производстве искусственного конгломерата с необходимой точностью невозможен. Требуется формирование комплексной методологии, позволя-

ющей спроектировать оптимальный состав строительного материала и технологию его производства на основании эмпирических данных, экспертных оценок и аналитических зависимостей.

В соответствии с методологией квалиметрии [5] нами разработана система комплексной оценки качества проектируемого искусственного конгломерата, в частности бетона, как совокупности его свойств, обуславливающих способность удовлетворять определенным требованиям согласно назначению.

Создание самонастраивающейся системы, функционирующей лишь с минимальным человеческим вмешательством в процесс ее работы, позволит осуществлять проектирование искусственных конгломератов будущего с учетом сильных сторон каждого параметра: типоморфизма сырья, последних достижений в области строительного материаловедения, кристаллографии и петрологии. Основой функционирования системы должен стать алгоритм управления процессами структурообразования, разработанный в процессе ее функционирования.

Для конкретизации проблематики в качестве искусственного конгломерата в анализе используется бетон. Методология проектирования составов основана на подборе необходимых компонентов производства (факторов) бетона, которые обладают заданными свойствами и характеристиками при условии выполнения критериев качества, предъявляемых к продукту.

Свойства и характеристики бетона  $B$  определяются рядом факторов по следующей функциональной зависимости:

$$B = f\{[(B, Z, Ж, Д) \Phi] T\} \Pi,$$

где  $B$  - вяжущее;  $Z$  - заполнитель;  $Ж$  - жидкость затворения;  $Д$  - добавки;  $\Phi$  - условия формирования;  $T$  - условия твердения;  $\Pi$  - прочие параметры.

В данном случае функция  $B=f\{[(B, Z, Ж, Д) \Phi] T\}$  – сложная, поскольку каждый ее аргумент является функцией от других аргументов. Так, например

$$B = \alpha(C, \Gamma, D, S, \Pi),$$

где  $C$  - состав и свойства клинкерных минералов;  $\Gamma$  - состав и свойства гипса (или аналогичных добавок);  $D$  - состав и свойства минеральных и органических добавок;  $S$  - тонкость помола;  $\Pi$  - прочие параметры.

Система не ограничена известным количеством факторов, определяющих свойства и характеристики бетона. Существующие функциональные зависимости могут дополняться новыми аргументами по мере развития науки и проведения новых исследований.

Совокупность свойств и характеристик бетона (дифференциальных качеств), в свою очередь, формирует интегральный показатель качества проектируемого бетона, который в общем виде можно представить следующей функциональной зависимостью:

$$K = f(k_1, k_2, \dots, k_n),$$

где  $k_1, k_2, \dots, k_n$  являются характеристиками бетона, например показателями прочности, долговечности, экологической безопасности, экономической эффективности производства.

Разрабатываемая методология проектирования состава должна учитывать множественное и неоднозначное взаимное влияние факторов, определяющих свойства и характеристики бетона. Так, например, состав и свойства клинкерных минералов в зависимости от различных добавок могут по-разному сказаться на прочности бетона и на его устойчивости к воздействию агрессивных сред. Требования к свойствам и характеристикам бетонов определяются множеством разнородных критериев и дифференциальных показателей качества, которые зависят от области применения конечного продукта и приведены в соответствующих нормативных документах.

На основе представленных зависимостей можно сформировать следующую обобщенную структуру определения интегрального качества бетона, как обобщенной цели процесса проектирования (рис. 1).

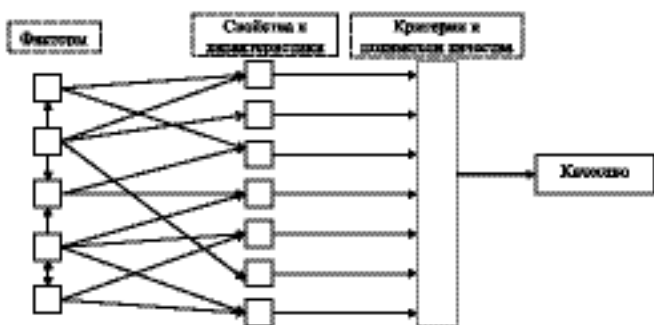


Рис.1. Структурная модель определения качества бетона

Как видно из рис. 1, факторы, формирующие свойства и характеристики бетона, оказывают взаимное влияние друг на друга, показанное на рисунке стрелками. Так, вяжущее и заполнитель определяют условия формирования бетонной смеси. В свою очередь, каждый из факторов определяет одно или несколько свойств и характеристик бетона. Например,

состав и свойства клинкерных минералов оказывают влияние на прочность и долговечность бетона. Блок "Критерии и показатели качества" по функциональности идентичен фильтру, накладываемому на область свойств и характеристик бетона. В случае численных показателей это интервалы допустимых значений, определяемые, как правило, по ГОСТ, в случае качественных показателей – формализованная оценка соответствия заданным условиям.

Связи, представленные на рис. 1 стрелками, являются неидентичными, и их сила определяется степенью влияния элементов друг на друга. Численное выражение силы этих связей позволяет оценить качество бетона по определенной числовой шкале. Для определения численного выражения силы связей необходим математический аппарат, позволяющий не только оценить аналитические зависимости между отдельными составляющими системы, но и интерпретировать существующие качественные знания в числовую форму. Таким образом, ставится задача формирования методологии проектирования, позволяющей спроектировать оптимальный состав искусственного конгломерата, исходя из обобщенной оценки качества на основе ряда разнородных критериев и показателей, определяющих различные сферы применения продукции, – целей функционирования системы.

В настоящее время все более широкое распространение получают способы оценки, основанные на нечетком подходе [6]. Суть его заключается в построении псевдоаналитической зависимости на основании опроса экспертов для определения силы связей (см. рис. 1). Основными достоинствами нечетких оценочных моделей являются возможность гибкого объединения разнородных критериев, а также формулирования правил оценки в терминах естественного языка. Последнее обстоятельство позволяет описывать практически бесконечное число состояний системы конечным множеством термов.

В соответствии с нечетким подходом, в общем виде задача ставится следующим образом. Имеется набор свойств и характеристик бетона  $K = f(k_1, k_2, \dots, k_n)$ , где, например,  $k_1$  - это показатель прочности,  $k_2$  - показатель долговечности. Значения совокупности параметров, нормированные ГОСТом, исходя из критериев качества, отражают некоторую цель функционирования системы, а именно область применения бетона: строительные конструкции, покрытия, мостостроение, использование в агрессивных средах и т.д. Применяя каждый из критериев качества к оцениваемому бетону, получаем частную оценку бетона по данному критерию  $S_i = (i \in [1, n])$ . При нечетком подходе данная оценка характеризует принадлежность рассматриваемого бетона множеству объектов, совместимых с указанной частной целью и удовлетворяющих рассматриваемому критерию:  $S_i = \mu_i(\omega) \omega \in \Omega$ , где  $\Omega$  - общее множество объектов. Требуется, на основании

совокупности  $\mu_i(\varpi)$ , получить некоторое значение  $S_{об} = \mu_{об}(\varpi) = h(\mu_1(\varpi), \dots, \mu_n(\varpi))$  – степень выполнения обобщённого критерия [7].

Таким образом, описанную задачу условно можно разделить на два этапа: получение оценок степени выполнения частных критериев и получение обобщённой оценки объекта. Первый этап реализуется обычно за счёт известных систем нечёткого продукционного вывода и достаточно хорошо изучен [8]. Второй этап обладает рядом специфических особенностей.

К оценочным моделям сложных систем предъявляются следующие требования:

- возможность формирования общего критерия на основе изменяющихся наборов частных критериев;
- простая перенастройка модели при добавлении нового критерия;
- учёт согласованности частных критериев;
- учёт различной значимости частных критериев в обобщённой оценке и обеспечение её перенастройки.

Проблема согласованности частных критериев заключается в том, что на практике одновременное достижение двух и более целей не всегда возможно ввиду их противоречивости (например, модифицирующие добавки позволяют повысить устойчивость бетона к агрессивным средам и в то же время могут снизить его прочность). Эксперт, предоставляющий сведения о системе, при оценке объекта, характеризующегося противоречивыми критериями, руководствуется некоторой стратегией оценки, экстремальными вариантами которой в  $n$ -местном случае являются: одновременное достижение целей (соответствует операция  $h(S_1, S_2, \dots, S_n) = \min(S_1, S_2, \dots, S_n)$ ) и достижение одной цели (соответствует операция  $h(S_1, S_2, \dots, S_n) = \max(S_1, S_2, \dots, S_n)$ ).

Значимость критериев может многократно меняться с течением времени, её учёт осуществляется путём настройки весов критериев и введения их в отображение  $h$ , определённое для критериев на этапе функционирования модели [7]. Процедуры определения весовых коэффициентов известны [8].

Весь процесс формализации предметной области можно разделить на следующие основные этапы.

1. Построение максимально полного списка всех возможных частных целей (прочность, морозостойкость, огнестойкость и т.д.) и выделение, в случае необходимости, наиболее значимых из них.
2. Определение согласованности целей из списка между собой. Выявление аналитических или определенных экспертами зависимостей.

В целом экспертная оценка зависимостей системы представляет собой достаточно громоздкий математический аппарат. Поскольку целью данной публикации является построение комплексной системы оценки качества бетона, то ограничимся общими ма-

тематическими выкладками по формализации мнений экспертов.

Рассмотрим методологию проектирования бетона, процесс формирования которой представлен на рис. 2.



Рис. 2. Процесс формирования методологии проектирования состава искусственного конгломерата

Пусть  $x_i$  – состояние или значение  $i$ -го фактора (например, количество определенной модификации двухкальцевого силиката). Тогда  $S_i = f(x_i)$  – зависимость фактора следующего уровня или характеристики бетона от  $x_i$ . Указанная зависимость может быть аналитической, статистической или экспертной.  $h(S)$  – локальная функция цели, определяющая оптимальное значение  $S$  в соответствии с заданными критериями качества. В случае, когда на какой-то показатель оказывают влияние несколько факторов, функция цели приобретает вид  $h(S_1, S_2, \dots, S_n)$ .

Мнение отдельного эксперта представляет собой дискретную функцию, т. е. для определенного диапазона изменения аргумента соответствует значение, указанное экспертом. По результатам множественных оценок ряда экспертов возможно построение аналитической зависимости на основе статистической обработки данных.

В случае аналитической зависимости и отсутствия неоднозначности мнений  $m$  экспертов по определению локальной функции вводятся соответствующие весовые коэффициенты  $h(w_1, w_2, \dots, w_m)$ ,  $\sum_{j=1}^m w_j = 1$ . Таким образом, если существует  $m$  корректных оценок экспертов  $h_1(S_1, S_2, \dots, S_n), h_2(S_1, S_2, \dots, S_n), \dots, h_m(S_1, S_2, \dots, S_n)$  (оценки, выбывающие из общей совокупности, не учитываются), то можно представить результирующую функцию цели в виде

$$h_1(S_1, S_2, \dots, S_n) = w_1 h_1(S_1, S_2, \dots, S_n) + w_2 h_2(S_1, S_2, \dots, S_n) + \dots + w_m h_m(S_1, S_2, \dots, S_n).$$

Таким образом, может быть сформировано  $N$ -мерное пространство экспертных оценок, что услож-

няет визуализацию решения задачи, но при этом делает подобный подход универсальным с точки зрения экспертных оценок и их количества.

Представим систему в виде направленного графа  $Q$ , в котором узлы являют собой факторы или свойства и характеристики бетона  $h(S_1, S_2, \dots, S_n)$ , а ветви – аналитические зависимости или экспертные оценки  $h(S)$ . Рассмотрим участок системы, поскольку визуализация системы оценки качества бетона является крайне сложной в силу большого количества факторов, характеристик и зависимостей. На рис. 3 представлен несколько обобщенный вид графа качества, рассмотрим его.

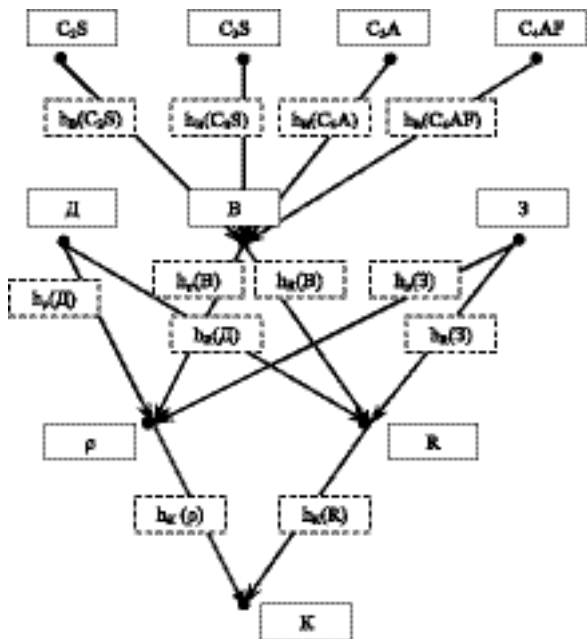


Рис. 3. Ориентированный граф оценки качества бетона

$D$  - влияние добавок;  $B$  - влияние вяжущего;  $Z$  - влияние заполнителя

В данной системе рассматривается влияние характеристик четырех минералов ( $C_2S$ ,  $C_3S$ ,  $C_3A$  и  $C_4AF$ ) на свойства вяжущего. Влияние каждого минерала по отдельности представлено локальными функциями цели:  $h_B(C_2S)$ ,  $h_B(C_3S)$ ,  $h_B(C_3A)$  и  $h_B(C_4AF)$ . В данном случае возможно применение свойства аддитивности для образования функциональной зависимости  $B = h_B(C_2S, C_3S, C_3A, C_4AF)$ .

На следующем этапе оценки качества выделим плотность  $\rho$  и предел прочности  $R$  для определения степени выполнения критериев качества. По аналогии с предыдущим этапом сформируем еще две зависимости  $\rho = h_\rho(D, B, Z)$ ;  $R = h_R(D, B, Z)$ .

Стоит отметить, что сформированные выше зависимости могут быть как аналитическими, так и определенными экспертами. На принцип функционирования системы в целом тип зависимости влияния не оказывает, он определяет только способ вычисления локальных функций цели. Для расчета свойств и характеристик бетона, таких как плотность и предел

прочности на изгиб, необходимо пройти по всем ветвям графа, ведущим к данному узлу. Таким образом, количество проходов по графу обуславливается свойствами и характеристиками бетона, которые нужно рассчитать для определения его качества. С учетом критериев оценки качества бетона по его характеристикам получим  $K = h_K(\rho, R)$ .

Для вычисления итоговой оценки качества бетона характерно определение принадлежности аргументов заданным интервалам, либо соответствие экстремальным характеристикам. Если из рассмотрения исключаются некоторые критерии качества, то соответствующие им вершины просто не включаются в граф  $Q$ . Показатель качества может иметь любое значение. Стандартным диапазоном предлагается выбрать следующим  $[0; 1]$ , где 1 - эталонный состав бетона, соответствующий определенным критериям, 0 - величина абсолютная, соответствующая абсолютно некачественному бетону (данная величина недостижима в системе). Показатель качества может быть больше 1 в случае, когда, например, используются специальные методы производства или применяются модифицирующие добавки.

Разработанная система впервые позволяет учесть все параметры, влияющие на качество искусственного конгломерата: достижения строительного материаловедения, кристаллографии, петрологии, физики, химии, наноматериаловедения, компьютерного и численного моделирования, а также других областей научного и практического исследования.

В результате построения математической модели оценки качества бетонов получен инструментарий, который при дальнейшем развитии позволит объединить исследования научных коллективов на базе единой автоматизированной информационной структуры. Такой подход позволит значительно увеличить темпы роста инновационных технологий в области строительства и в производстве бетонов в частности.

### Библиографический список

1. **Баженов Ю.М.** Новому веку - новые эффективные бетоны и технологии // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2001. - №1. - С. 12-13.
2. **Звездов А.И.** Бетон и железобетон - основа совершенствования строительства в XXI веке // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. - 2001. - №4. - С. 6-8.
3. **Лесовик В.С.** Повышение эффективности производства строительных материалов с учетом генезиса горных пород. - М.: АСВ, 2006. - 526 с.
4. **Баринова Л.С.** Критерии оценки эффективности применения строительных материалов // Строительные материалы оборудование, технологии XXI века. - 2005. - №8. - с. 64-65.
5. **Азгальдов Г.Г.** Общие сведения о методологии квалиметрии // Стандарты и качество. - 1994. - №11. - с. 24-35.
6. **Рутковская Д., Пилиньский М., Рутковский Л.** Нейронные сети, генетические алгоритмы и нечеткие системы. - М.: Горячая линия, 2004. - 452 с.
7. **Борисов В.В.** Компьютерная поддержка сложных организационно-технических систем / В.В. Борисов, И.А. Бычков, А.В. Дементьев, А.П. Соловьёв, А.С. Федулов. - М.: Горячая линия, 2002. - 154 с.
8. **Андрейчиков А.В.** Анализ, синтез, планирование решений в экономике / А.В. Андрейчиков, О.Н. Андрейчикова - М.: Финансы и статистика, 2001. - 368 с.

С.М. ТРЕМБИЦКИЙ, Л.Н. БЕККЕР, кандидаты техн. наук, П.Г. КЕБАДЗЕ, инж.  
(ЗАО НТЦ "ЭТЭКА")

### УСЛОВИЯ ДОСТИЖЕНИЯ ВЫСОКИХ ТЕМПОВ И КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Технология строительства зданий из монолитного железобетона в России становится всё более популярной, что соответствует возросшим за последние годы объемам и темпам строительных работ. Наглядным примером масштабного домостроения из монолитного железобетона среди регионов России является Москва, архитектурный облик которой во многом благодаря этому методу строительства становится всё более современным и привлекательным.

Следует подчеркнуть, что преобразующая сила данного строительного метода во многом зависит от того, в руках какой компании или строительной организации этот метод находится. Примером фирмы, успешно использующей метод монолитного домостроения в России, является турецкая компания "ЭНКА Иншаат Ве Санайи Аноним Шаркети", реализовавшая в российской столице ряд оригинальных проектов.

Технически грамотная, хорошо продуманная организация строительства на данной фирме, нацеленная на высокие производительность, качество, уровень безопасности и достойные условия труда, является благоприятной и открытой для любых новых мероприятий дальнейшего организационного и технического развития. Одним из таких мероприятий является включение в строительный процесс звена или службы контроля режима твердения бетона на всех без исключения монолитных железобетонных конструкций. При наличии такой службы надзора за всеми конструкциями гарантируются необходимые для долговечности здания тепловые условия твердения бетона в раннем возрасте не хуже "нормальных" при любом значении температуры воздуха.

В настоящее время фирма "ЭНКА" является генподрядчиком при строительстве таких ответственных объектов в Москве, как:

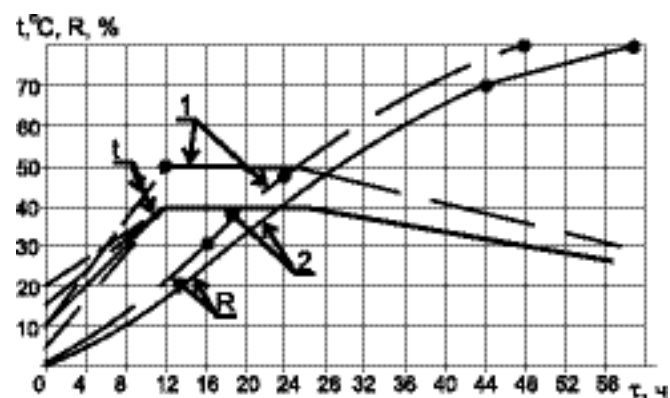
- высотного административно-офисного здания на Хорошевском шоссе, вл. 2-20;
- зданий коммерческого делового центра на ул. Лесная, вл. 11-15;
- многофункционального комплекса с апартаментами на Цветном бульваре, д. 2 и др.

Практика строительства, реализуемая компанией "ЭНКА" в России, подтвердила объективную необходимость и экономическую эффективность применения в зимний и даже летний периоды прогрева бетона с последующим контролируемым выдерживанием до достижения нормативных значений прочности. Такая технология строительства с примени-

ем теплотехнологии при бетонировании монолитных конструкций является, в сущности, ресурсосберегающей [1], так как ценой дополнительных энергозатрат достигается возможность:

- сократить сроки строительства в 1,5-2 раза (лето) и в 5-10 раз (зима);
- эффективно использовать трудовые ресурсы и оборудование, в том числе капиталоемкую опалубку;
- применять более дешёвые бездобавочные бетонные смеси;
- исключить вероятность замерзания бетона зимой в раннем возрасте и гарантировать требуемое качество бетона и конструкций.

При строительстве, например, высотного здания на Хорошевском шоссе были реализованы интенсивные режимы прогрева и твердения бетона с достижением распалубочной прочности на уровне  $30\%R_m$  за 12-16 ч (см. рисунок), а также за 8 ч прогрева на завершающем этапе бетонирования (табл.1). Такие условия твердения бетона позволили вести строительство с бетонированием одного этажа в течение 5-7 дней и освоением ежедневно до  $300 \text{ м}^3$  и более бетона классов В 35, 45 и 50. Бетонные смеси с удобоукладываемостью 18-20 см подавали с помощью высокопроизводительного бетононасоса.



Тепловые режимы и изменение прочности бетона классов В30-В45 при термосном выдерживании с ускоренным начальным прогревом в условиях с различной температурой воздуха и начальной температурой бетона

1 - тепловой режим и прочность при разогреве бетона до  $50^\circ\text{C}$  за 12 ч и последующем термосном выдерживании; 2 - тепловой режим и прочность при разогреве бетона до  $40^\circ\text{C}$  за 12 ч и последующем термосном выдерживании;  $t, ^\circ\text{C}$  - температурные графики тепловых режимов;  $R, \%$  - графики изменения прочности бетона



Таблица 1

**Параметры разогрева и твердения бетона классов В30-В45 при 8-часовом цикле достижения распалубочной прочности (30% $R_m$ ) (прогрев греющим проводом)**

Наименование параметров	Значения параметров					
	30	40	50	60	70	80
Температура разогрева бетона конечная, °С	30	40	50	60	70	80
Температура бетона средняя за время разогрева, °С, при начальной температуре 10-20 °С	20-25	30-35	35-40	40-45	45-50	50-55
Оценка прочности бетона через 8 ч прогрева, % $R_m$	10-12	14-18	18-20	20-25	25-30	30-35
Мощность разогрева бетона полезная ( $\tau_p=8$ ч), кВт/м <sup>3</sup>	1,3	2,2	3	3,9	4,8	5,7
Тепловыделение бетона на ПЦ 500, ккал/кг	20	30	35	40	45	50
Мощность тепловыделения в бетоне при расходе цемента 450 кг/м <sup>3</sup> и времени 0,5 сут, кВт/м <sup>3</sup>	0,9	1,3	1,5	1,75	2	2,2
Мощность греющего провода требуемая ( $\eta=0,8$ ), кВт/м <sup>3</sup>	0,7	1,45	2,2	3,1	4	4,9
Параметры схемы:						
- удельная мощность провода, Вт/м	20	30	30	35	45	45
- расход греющего провода, м п / м <sup>3</sup>	35	50	70	90	90	108
- количество секций греющего провода и их длина, шт/м	1/35	2/25	2/35	3/30	3/30	3/36
- напряжение, В	60	55	75	70	75	95

С целью осуществления всепогодного строительства объектов с неизменно высокими темпами как в летний, так и в зимний периоды фирма "ЭНКА" наряду с традиционными методами прогрева бетона [2] применила также систему постоянного контроля температуры и прочности бетона монолитных железобетонных конструкций с привлечением для реализации этой системы энергосервисной компании ЗАО НТЦ "ЭТЭКА" (Научно-технический центр энергосберегающих технологий, экологии и комплексной автоматизации). Центр разработал и применяет на практике методику контроля режима твердения бетона в раннем возрасте при бетонировании монолитных железобетонных конструкций.

Цель методики - обеспечение всепогодно и особенно в зимний период режима твердения бетона всех конструкций строительного объекта в первые 2-3 сут после бетонирования в тепловых условиях не ниже "нормальных".

Содержание методики

1. Разработка проекта производства работ (ППР) или технологического регламента по организации прогрева и выдерживания бетона монолитных железобетонных конструкций до достижения нормативных значений прочности.

2. Инженерно-техническое сопровождение твердения бетона с момента бетонирования конструкций:

2.1. Контроль изменения температуры бетона в конструкциях.

2.2. Оценка изменения прочности бетона по результатам температурного контроля и данным статистической кинетики прочности бетона различных классов.

2.3. Оценка прочности бетона в конструкции после распалубки неразрушающим методом с целью проверки и подтверждения объективности оценки прочности по изотермическим графикам твердения бетона заданного класса.

Результаты работы - сведения по режимам твердения и прочности бетона и практические рекомендации по ведению прогрева и по уходу за бетоном до и после распалубки конструкций.

Компьютерная программа выполняет следующие задачи:

- фиксирует исходные данные по конструкциям и результаты температурного контроля;
- по данным пирометрического контроля температуры поверхности бетона и опалубки рассчитывает температуру бетона в конструкции - среднюю текущую и среднюю за интервал от начала выдерживания в периоды прогрева и термоса в зависимости от вида опалубки, способа прогрева, утепления и температуры наружного воздуха в зоне конструкции;
- определяет текущую прочность бетона;
- передаёт информацию в электронном и печатном видах;
- формирует техническую документацию по каждой конструкции:

- лист исходных данных и параметров
- температурный лист конструкции
- табель расчётных параметров
- ведомость текущих значений температуры и прочности бетона в конструкции.

Итог работы - гарантия ускоренного достижения нормативных значений температуры и прочности бетона и техническая документация, подтверждающая требуемое качество бетона монолитных железобетонных конструкций в разных погодных условиях.

**Методика согласована с головным предприятием ФГУП НИЦ "Строительство" (филиал НИИЖБ) и позволяет строителям совместно с НТЦ "ЭТЭКА" или самостоятельно после обучения вести контроль за твердением бетона в зимний или иной периоды.**

Прогрев бетона в конструкциях осуществляется главным образом греющим проводом, теплогенераторами или путём комбинации этих методов. Иногда, где это обосновано, может быть применён электродный прогрев бетона. Теплоэнергетические параметры прогрева даются в ППР с учётом способа прогрева конструкций, заданного цикла твердения бетона до распалубки (см. рисунок и табл.1), уровня тепловыделения и теплопотерь, типа опалубки и температуры воздуха наружного и в утеплённой зоне. Теплоэнергетические параметры позволяют составить оптимальную схему размещения теплогенерирующего оборудования, в частности греющего провода, оценить расход материалов, требуемую

тепловую и электрическую мощности и энергозатраты (табл.1).

Температура разогрева и термоса контролируется с помощью пирометров (инфракрасных термометров), данные которых по бетону и опалубке пересчитываются с помощью компьютерной программы в значения средней по конструкции температуры текущей и за интервал времени от начала прогрева. По изменению температуры даётся оценка роста прочности бетона [3] с учётом его проектного класса. По получаемой от оператора информации определяются время прогрева, время распалубки конструкции, время дополнительного ухода за бетоном с целью сохранения достигнутых темпов его твердения и предохранения поверхности от трещинообразования.

Оценить темпы твердения бетона и, следовательно, эффективность его прогрева даже в летний период можно по данным, приведённым в табл. 2 и 3.

Таблица 2

**Время выдерживания бетона класса не ниже В30 в условиях естественного и ускоренного твердения (колонны, стены)**

Прочность бетона, % R <sub>m</sub>	Время достижения требуемой прочности, ч, при твердении бетона в условиях	
	нормальных (20°C)	с прогревом до 50°C за 10-12 ч и последующим термосом
30	30-36	10-12
50	60	24
70	100	40
80	140	50
Итого:	–	сокращение времени твердения до нормативной прочности в 2,5-3 раза

Таблица 3

**Время выдерживания бетона класса не ниже В30 в условиях естественного и ускоренного твердения (плиты перекрытий)**

Прочность бетона, % R <sub>m</sub>	Время достижения требуемой прочности, ч, при твердении бетона в условиях	
	нормальных (20°C)	с прогревом до 30°C за 18-24 ч и последующим термосом
30	30-36	20-24
50	60	40
70	100	55
80	140	70
Итого:	–	сокращение времени твердения до нормативной прочности в 1,5-2 раза

Компьютерные программы расчёта температуры бетона монолитной конструкции по результатам пирометрического контроля подразделяются на несколько видов в зависимости от метода прогрева и типа опалубки. Задачи и практические результаты температурного контроля при выдерживании монолитных железобетонных конструкций в зимнее и другое время приведены в табл. 4 и 5.

Таблица 4

**Задачи и практические результаты контроля температуры и прочности бетона монолитных железобетонных конструкций с боковой не несущей опалубкой (стены, колонны...)**

Период контроля температуры и прочности бетона	Задачи и практические результаты контроля температуры и прочности бетона														
Прогрев бетона	Прогрев бетона осуществляется до заданной температуры (20-60°C), согласно ППР. Результат - прекращение прогрева														
Прогрев или прогрев и термосное выдерживание бетона	Прогрев или прогрев и термосное выдерживание бетона осуществляются до достижения требуемых значений прочности (R <sub>Тр</sub> ) и температуры (t <sub>Тр</sub> ) прилегающего к опалубке слоя бетона согласно табл.А														
Таблица А															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Коэффициент армирования, %</th> <th colspan="2">Температура бетона поверхности конструкции, допустимая при распалубке, °С, при модуле "М" конструкции</th> </tr> <tr> <th>M &lt; 5</th> <th>M &gt; 5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>до 1</td> <td>t<sub>в</sub> + 20</td> <td>t<sub>в</sub> + 30</td> </tr> <tr> <td>до 3</td> <td>t<sub>в</sub> + 30</td> <td>t<sub>в</sub> + 40</td> </tr> <tr> <td>более 3</td> <td>t<sub>в</sub> + 40</td> <td>t<sub>в</sub> + 50</td> </tr> </tbody> </table> <p>t<sub>в</sub> - температура наружного воздуха, °С Результат - рекомендации по выдержке и распалубке</p>	Коэффициент армирования, %	Температура бетона поверхности конструкции, допустимая при распалубке, °С, при модуле "М" конструкции		M < 5	M > 5	до 1	t <sub>в</sub> + 20	t <sub>в</sub> + 30	до 3	t <sub>в</sub> + 30	t <sub>в</sub> + 40	более 3	t <sub>в</sub> + 40	t <sub>в</sub> + 50
Коэффициент армирования, %	Температура бетона поверхности конструкции, допустимая при распалубке, °С, при модуле "М" конструкции														
	M < 5	M > 5													
до 1	t <sub>в</sub> + 20	t <sub>в</sub> + 30													
до 3	t <sub>в</sub> + 30	t <sub>в</sub> + 40													
более 3	t <sub>в</sub> + 40	t <sub>в</sub> + 50													
Распалубка конструкции	Варианты условий распалубки: - достигнуты R <sub>Тр</sub> и t <sub>Тр</sub> - распалубка; - достигнута t <sub>Тр</sub> , а R < R <sub>Тр</sub> - дополнительная выдержка и распалубка; - достигнуты R <sub>Тр</sub> , а t > t <sub>Тр</sub> - дополнительная выдержка и распалубка; - достигнуты R <sub>Тр</sub> , а t > t <sub>Тр</sub> - распалубка с последующим укрытием поверхности конструкции. Результат - рекомендации по распалубке При любом из условий распалубки целесообразно укрывать освобождённую от опалубки поверхность бетона с целью сохранения высоких темпов твердения и исключения температурных трещин. t, R -текущие значения температуры и прочности бетона														
Период постепенного роста нагрузки на бетон конструкций	Контроль температуры и оценка изменения прочности бетона конструкции при нагружении конструкциями верхних этажей. Результат - оценка прочности бетона конструкции под растущей нагрузкой														

Таблица 5

**Задачи и практические результаты контроля температуры и прочности бетона монолитных железобетонных перекрытий**

Период контроля температуры и прочности бетона	Задачи и практические результаты контроля температуры и прочности бетона
Прогрев бетона	Прогрев бетона осуществляется до заданной температуры (20-60°C), согласно ППР. Результат - прекращение прогрева
Возможное продолжение прогрева	Прогрев бетона может быть продолжен (непрерывно или циклично) до достижения прочности 40-50% (лето) и 60-70% (зима). Результат - прекращение прогрева
Термосное выдерживание бетона	Термосное выдерживание бетона осуществляется до достижения: а) требуемой температуры ( $t_{тр}$ ) поверхностного слоя согласно данным табл.А в табл.4; б) прочности бетона не ниже 70% $R_M$ Результат - рекомендации по снятию теплоизоляции и распалубке
Распалубка конструкции	Снятие опорных стоек частичное. Снятие стоек, в том числе стоек безопасности, и распалубка конструкции производятся после достижения прочности не менее 70-80% $R_m$ бетоном перекрытий двух верхних этажей. Результат - рекомендации по распалубке
Период постепенного роста нагрузки на бетон конструкций	Контроль температуры и оценка изменения прочности бетона конструкции при нагружении конструкциями верхних этажей. Результат - оценка прочности бетона конструкции под растущей нагрузкой

Из кратко изложенной специализированной методики достижения ускоренного твердения бетона монолитных железобетонных конструкций, апробированной при строительстве вышеуказанных зданий, следует, что:

- одним из условий всепогодного и высокопроизводительного строительства зданий из монолитного железобетона является организация на стройплощадке прогрева бетона всех свежесформованных конструкций;

- одним из условий требуемого качества строительных конструкций является организация систематического контроля за режимом твердения прогреваемого бетона с непрерывным отслеживанием изменения его температуры и прочности до достижения нормативных параметров.

В дальнейшей перспективе развития стройиндустрии в России качественно новый уровень строительства с улучшением всех показателей по производительности, энергоёмкости, качеству бетона и конструкций возможен на основе бетонирования последних из предварительно электронагретых бетонных смесей [4, 5].

**Библиографический список**

1. **Трембицкий С.М.** Энерго- и ресурсосбережение в заводской и строительной технологии изготовления железобетонных изделий и конструкций. М., ОАО "Издательство "СТРОЙИЗДАТ", 2004.
2. **Трембицкий С.М.** Технические и организационные основы зимнего бетонирования монолитных железобетонных конструкций с прогревом бетона //Бетон и железобетон. - №6. - 2007.
3. **СНиП 3.03.01-87.** Несущие и ограждающие конструкции. М., 1996.
4. **Трембицкий С.М.** Высокоэффективная теплотехнология изготовления железобетонных изделий и конструкций // Технологии бетонов. - №2. - 2007.
5. **Гныря А.И., Титов М.М.** Новое слово в технологии предварительного электронагрева бетонной смеси // Технологии бетонов. - №1. - 2008.

**ТЕОРИЯ**

*К.З. ГАЛУСТОВ, канд. техн. наук (НИИЭС)*

**К ВОПРОСУ ОБ УПРУГО-МГНОВЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЯХ В ТЕОРИИ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА**

Под упругими деформациями в механике твердого тела понимается однозначная, линейная (пропорциональная) зависимость между деформациями и вызвавшими их напряжениями. Коэффициент пропорциональности линейной зависимости обозначается через  $E$  и его называют модулем упругости. Во время эксперимента модуль упругости бетона определяется при ступенчатом нагружении бетонных призм и построении графика  $\sigma - \varepsilon$ .

В зависимости от продолжительности времени, уходящего на замер показаний приборов, накапливается быстро натекающая часть необратимой деформации ползучести первого рода, которая (некоторыми исследователями) включается в график зависимости мгновенных деформаций и напряжений. Это приводит к несопоставимости результатов экспериментальных исследований. Поэтому свойство упругости бетона заменяется понятием мгновенных деформаций,

которые нелинейно зависят от напряжений. По существу, предлагается считать, что бетон (как композиционный материал) не обладает свойством упругости.

Исследования [1, 9, 12, 13, 14] показали, что в бетоне упруго-мгновенные деформации остаются пропорциональными напряжениям вплоть до значений, соответствующих пределам длительной прочности. Для преодоления несопоставимости экспериментальных исследований разных авторов в НИИЖБе (А.В.Яшиным) была разработана методика проведения экспериментальных исследований, которая рекомендует быстро натекающую часть необратимой деформации, накопленную во время выдержки при замере полной деформации бетона, относить к необратимой деформацией ползучести бетона, нелинейно зависящей от напряжения. Для построения общей нелинейной теории ползучести бетона А.А.Гвоздев и К.З. Галузов предложили концепцию [8, 9, 10], согласно которой полные деформации бетона складываются из упругих деформаций и длительных (запаздывающих), состоящих из двух компонент: обратимых деформаций ползучести (последствие, подчиняющиеся принципу суперпозиции) и необратимых деформаций (первого рода) силового происхождения, нелинейно зависящих от вызвавших их напряжений.

Основное уравнение нелинейной теории ползучести бетона имеет вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \frac{R(t)}{E(t)} \int_{\tau_1}^t S(\tau) K(t, \tau) d\tau + \int_0^{\max S} f(s) F[T(s, t)] ds, \quad (1)$$

где  $S_{\max}$  - максимальное значение уровня напряжений  $s$ , достигнутое к моменту наблюдения времени  $t$ ;  $R$  - прочность стандартных призм;  $T$  - суммарная длительность действия уровня напряжения к моменту времени  $t$ ;  $K(t, \tau)$  - ядро уравнения, характеризующего обратимую деформацию второго рода, подчиняющуюся принципу наложения.

На основе нелинейной двухкомпонентной теории ползучести бетона автором [9] решены многочисленные задачи расчета железобетонных конструкций инженерной практики. В.М. Бондаренко [5,6,7] предложил другую концепцию: считать деформации бетона состоящими из мгновенных (неупругих – нелинейных) и запаздывающих деформаций, которые также нелинейно связаны с вызвавшими их напряжениями. Уравнение этой теории имеет вид:

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{1}{E_M^0(t)} S_M^0 \left[ \frac{\sigma(t)}{R(t)} \right] + S \left[ \frac{\sigma(t_0)}{R(t_0)} \right] C_0(t, t_0) - \int_{t_0}^t S_n^0 \left[ \frac{\sigma(\tau)}{R(\tau)} \right] \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau, \quad (2.1)$$

где  $S$  - функция физической нелинейности, обеспечивающая аффиноподобие кривых деформирования;  $E_M^0$  - модуль мгновенных деформаций, зависящий от возраста материала.

Как видно из этого уравнения, мгновенные и запаздывающие деформации нелинейно связаны с напряжениями. Для преодоления математических трудностей, возникающих при решении уравнения (2.1), С.В. Бондаренко предложил гипотезу, согласно которой допустимо принятие единой функции физической нелинейности как для мгновенных, так и для запаздывающих деформаций. Переходя к единой функции физической нелинейности, уравнение состояния записывается в виде:

$$\varepsilon(t, t_0) = f\sigma(t) \left[ \frac{1}{E_M^0(t)} - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} C^*(t, \tau) d\tau \right], \quad (2.2)$$

где  $f$  - единый множитель нелинейной деформации.

В концепции [2] нелинейная теория упруго-ползучего тела предполагает наличие у бетона упругих деформаций, а вся нелинейность деформирования бетона относится к деформациям ползучести. Основное уравнение состояния нелинейной теории упруго-ползучего тела имеет вид:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t) \frac{\partial}{\partial \tau} \frac{1}{E(\tau)} d\tau - \int_{t_0}^t f[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau, \quad (3)$$

где  $C(t, \tau) = \left( C_0 + \frac{A}{\tau} \right) \left[ 1 - e^{-\kappa(t-\tau)} \right]$  - мера ползучести бетона.

Анализируя нелинейные теории ползучести бетона, Н.Х.Арутюнян [2] формулирует некоторые важные замечания: "... строго говоря, уравнения нелинейной теории упруго-ползучего тела применимы лишь в случае отсутствия разгрузок, они также не учитывают смягчение нелинейности деформирования бетона во времени".

Метод разделения деформаций бетона на нелинейные мгновенные и запаздывающие деформации не устраняет главную неточность существующих феноменологических теорий ползучести бетона – погрешность, связанную с применением принципа наложения воздействий. В работах [4, 10] показано, что уравнения, учитывающие нелинейность мгновенных деформаций и нелинейность деформаций ползучести, приводят к невозможности их решения даже при простом режиме загрузки. Объединение быстро натекающей части необратимых деформаций с необратимыми деформациями первого рода и признаение наличия упругих деформаций позволяет полу-

чить решение релаксационной задачи теории ползучести бетона [9].

Для исключения толкования об отсутствии у бетона упругих деформаций А.В. Яшин предложил значение модуля упругости бетона определять на этапе разгрузки бетонных образцов. В этом случае связь между обратимой (упругой) деформацией бетона и вызвавшими их напряжениями линейна. Исследованию упругих (мгновенных) деформаций бетона посвящено много экспериментальных работ, описание которых приведены в монографии автора [9]. Эти исследования, проведенные с учетом рекомендаций НИИЖБа, подтверждают наличие у бетона упругих деформаций.

Известно, что бетон является композиционным материалом, в котором зерна заполнителя закреплены в монолит кристаллогидратным каркасом цементного камня [3]. Упругая часть деформации такого композиционного материала складывается из деформаций всех упругих элементов его структуры: упругой деформации заполнителя, кристаллической или кристаллогидратной части цементного камня, а также упругой деформации пор и щелей, в которых содержится адсорбционно связанная и свободная вода. Упругая деформация заполнителя, состоящего из минералов, осуществляется в результате изменения межатомных расстояний в кристалле. Цементный камень по своей структуре представляет собой кристаллики, покрытые водной пленкой, обеспечивающей за счет ионных и ковалентных сил прочную связь между собой. Причем чем тоньше водная пленка, тем выше силы взаимодействия системы. В упруго-мгновенных деформациях бетона межкристаллические водные прослойки участвуют как твердое тело независимо от наличия гигрометрического равновесия.

Определенную часть упруго-мгновенной деформации бетона составляют деформации пор и щелей, заполненных адсорбционно связанной и свободной водой. Объем заполненной поры при определенном уровне загрузки остается неизменным, уменьшаются лишь продольные размеры вдоль внешнего силового поля. При наличии капилляров, соединяющих поры, и трещинообразования системы возможны перемещения влаги в направлении поверхности, что создает условия проявления остаточных деформаций.

Для исследования характера изменения упругих деформаций бетона автором проведены несколько серий опытов. Для исключения влияния изменения возраста бетона, а также усадки, температуры и влажности эксперименты проводили в камере особых условий НИИЖБ, где сохранялась неизменной температура и влажность. Исследования проводились на бетонных образцах – изолированных призмах сечением 7x7 см и неизолированных призмах сечением 10x10 см. Возраст бетона первых составлял 4 месяца, а вторых – 1,5 года, что исключало влияние возраста бетона на результаты экспериментов. Образцы первой серии готовили из тяжелого бе-

тона состава 1 : 2,1 : 3,5 ( по весу) при  $B / C = 0,47$  и изолировали. Использовался портландцемент Волковисского завода марки 500. Призменная прочность образцов составляла 42 МПа для призм первой серии и 24 МПа для призм второй серии. Высота всех призм равнялась 60 см.

Образцы первой серии загружались повторной нагрузкой (4-5 циклов) с периодом (цикла) 60 мин, после чего призмы (режимные образцы) загружались длительной нагрузкой того же уровня. Максимальный уровень нагрузки  $\max \sigma = 0,7R_{пр}$ . В момент установки режимных образцов под длительную нагрузку загружались свежие (ранее не загруженные) образцы-близнецы под длительную постоянную нагрузку той же величины.

Режим исследования образцов второй серии отличался тем, что первоначальный уровень нагрузки составлял  $0,4R_{пр}$ . После нескольких циклов (нагрузка-разгрузка) нагрузку увеличивали до  $(0,5-0,6) R_{пр}$ , а затем до  $(0,7-0,9) R_{пр}$ , с последующим доведением призм до разрушения.

На рис. 1 и 2 представлены экспериментальные кривые описанных выше серий опытов.

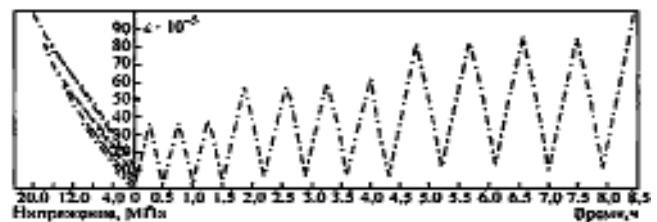


Рис 1. График  $\sigma - \epsilon$  изменения полной деформации бетона (серия 1)

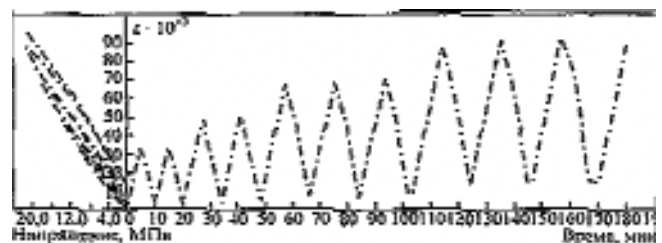


Рис 2. График  $\sigma - \epsilon$  изменения полной деформации бетона (серия 2)

Анализ результатов эксперимента показывает, что существенная доля быстро натекающей части необратимой деформации первого рода, накопленная за время проведения эксперимента, выбирается уже за первый цикл загрузки (продолжительность цикла нагрузка-разгрузка 60 мин). Дальнейшее приращение этих деформаций от каждого последующего цикла значительно меньше, хотя их суммарное приращение от большого числа циклов может быть существенным. Это подтверждается второй частью опытов ( вторая серия), когда образцы после повторных загрузений выдерживались под постоянной нагрузкой с тем же максимальным уровнем напряжений в течение времени, достаточного для полного выбора необратимых деформаций. Как видно (рис. 3), ве-

величина необратимых деформаций первого рода увеличилась более чем в два раза, по сравнению с быстро натекающими необратимыми деформациями первого рода, от нескольких циклов загрузки.

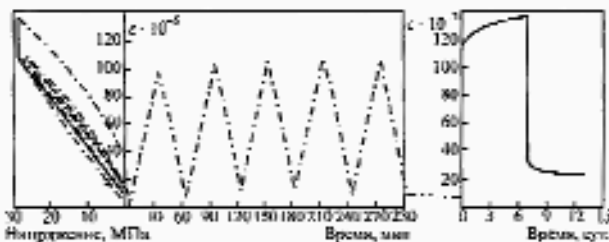


Рис 3. Изменение полной деформации бетона с выдержкой под нагрузкой на завершающем этапе

При однократном длительном приложении нагрузки высокого уровня наблюдается та же картина. В начальный момент скорость необратимых деформаций первого рода проявляется особенно интенсивно уже при продолжительности действия нагрузки, равной 2 сут, а величина необратимой относительной деформации приближается к половине ее предельной (максимальной) величины. В дальнейшем она заметно уменьшается, а в ряде серий опытов при продолжительности действия нагрузки, равной 30 сут, необратимая деформация первого рода выбирается практически полностью.

В результате этих исследований было установлено, что при исключении быстро натекающих необратимых деформаций ползучести первого рода из графика зависимости  $\sigma = E\varepsilon$  модуль упругости является постоянной величиной и может определяться и нормироваться, как это предусмотрено СНиП. Нелинейность мгновенных деформаций есть результат включения быстро натекающей части необратимых деформаций в состав полных мгновенных деформаций. С другой стороны, на модуль упругости бетона влияет характер приложения нагрузки. Описанные эксперименты позволили исследовать характер изменения упругих деформаций. Установлено, что при "циклическом" статическом нагружении образцов модуль упругости бетона снижается. Для количественной оценки изменения начального модуля упругости бетона были вычислены значения отношения  $E_{пов} / E_0$  в зависимости от уровня максимальных напряжений цикла. Наибольшее уменьшение модуля упругости составило 20% (рис.4) (при  $\max \sigma = 0,88R_{пр}$ ). При многократном (пульсационном) приложении нагрузки происходит более значительное снижение значения модуля упругости бетона [12].

Уменьшение значения модуля упругости бетона связано со структурными изменениями в теле бетона, вызванными характером приложения нагрузки, которая приводит к нарушению его структуры. Следовательно, изменение мгновенной деформации связано не с влиянием времени, а обусловлено характером приложения нагрузки и изменением структуры бетона.

Снижение начального модуля упругости есть результат ряда факторов. При повторной нагрузке про-

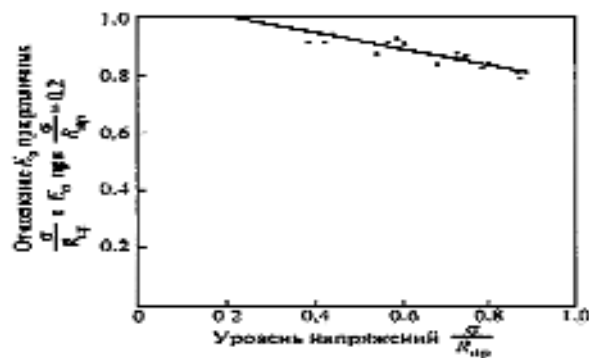


Рис 4. Изменение модуля упругости бетона

исходит перераспределение напряжений (из-за перемещения вытесняемой влаги, которая на своем пути от центра к поверхности разрушает связи, не способные воспринять значительные растягивающие напряжения). Сокращение упругих связей в объеме материала проявляется в виде уменьшения модуля упругости бетона.

Для высушенного бетона увеличение упругих деформаций повторно нагруженных образцов является результатом разрывов стенок пор и капилляров, приводящим к уменьшению общего количества упругих связей в объеме.

При длительном приложении нагрузки начальный модуль упругости бетона не снижается, а в ряде исследований замечен даже его некоторый рост [11]. Это связано с тем, что длительно действующая нагрузка определенного уровня способствует миграции свободной жидкости в теле бетона, которая на своем пути в результате разрывов капилляров и микропор образует новые продукты гидратации из ранее не прогидратированных зерен цемента, создавая дополнительные кристаллические контакты. Последние увеличивают общее количество упругих связей системы, разгружая ранее нагруженные элементы. Такой процесс может наблюдаться лишь до определенного относительного уровня нагрузки  $\sigma / R \leq 0,75-0,85$ . При более высоком уровне нагрузки, особенно в бетоне старого возраста, процесс трещинообразования не может компенсироваться образованием новых кристаллизационных контактов в цементном камне, и модуль упругости такой системы не может возрастать, а должно наблюдаться его падение.

Необходимо отметить, что у некоторых бетонов (на тонкомолотом цементе, силикатных бетонов, пластбетонов) повышения модуля упругости не наблюдается, что связано с отсутствием у них свойства "самозалечивания".

В заключение можно сказать, что отказ от признания наличия у бетона упругих деформаций приводит к усложнению теории железобетона, но не предлагает (взамен) строгих решений релаксационных задач. Для преодоления математических трудностей, которые возникают при этом, строгие решения заменяются приближенными. В результате теряется

весь смысл идеи отказа от упругости бетона. Эти предложения не устраняют главную проблему феноменологических теорий ползучести бетона, связанную с применением принципа наложения (суперпозиции). Наделение запаздывающих деформаций нелинейными свойствами противоречит экспериментально доказанным фактам, согласно которым обратимые деформации ползучести (последствие) линейно зависят от вызвавших их напряжений даже при разгрузке бетона с уровня напряжений, соответствующих длительной его прочности.

### Библиографический список

1. Александровский С.В., Васильев П.И. Экспериментальные исследования ползучести бетона. - В кн. Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. - М.: Стройиздат, 1976.
2. Арутюнян Н.Х., Колмановский В.Б. Теория ползучести неоднородных тел - М.: Изд. "НАУКА", 1983.
3. Ахвердов И.Н. Высокопрочный бетон - М.: Госстройиздат, 1961.
4. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С. Теория расчета железобетонных конструкций на прочность и устойчивость. Современные

нормы и Евростандарты. С. Петербург - М.: Издательство АСВ, 2006.

5. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона - М.: Стройиздат, 1982.
6. Бондаренко В.М., Санжаровский Р.С. О методе расчета железобетонных колонн // Строительная механика и расчет сооружений - 1984. - №3.
7. Бондаренко В.М., Боровских А.В. Износ, повреждение и безопасность железобетонных сооружений. МИКХиС - М: 2000.
8. Васильев П.И. Нелинейные деформации ползучести бетона. Изв. ВНИИГ, 1971, №95.
9. Галустов К.З., Гвоздев А.А. К вопросу о нелинейной теории ползучести бетона при одноосном сжатии. Изв. АН СССР. - Механика твердого тела, 1972, №1.
10. Галустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций. - М.: Физматлит, 2006.
11. Галустов К.З., Санжаровский Р.С. Современный опыт теории ползучести бетона. Юбилейный сборник, научные статьи к 80-летию НИИЖБ им. А.А. Гвоздева - М.: 2007.
12. Карапетян К.С. Об одном существенном факторе в прочности и деформативных свойствах бетона. ДАН Арм. ССР, 1957, т. 24, № 4.
13. Кардовский Ю.Н., Белобров И.К., Каранфилов Т.С. Изменения физико-механических свойств бетона при действии многократно повторных и постоянных длительно приложенных нагрузок сжатия. Тр. КазпромстройНИИпроекта, Алма-Ата, 1970.
14. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести бетона - М.: Стройиздат, 1980.

---

## БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

---

*Р.Б. ГАРИБОВ, канд. техн. наук (Саратовский государственный технический ун-т)*

### О ПРОЧНОСТНОМ МОНИТОРИНГЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЮЩИХСЯ В АГРЕССИВНЫХ СРЕДАХ\*

Все строительные конструкции подвергаются воздействиям внешней агрессивной среды. Цикл эксплуатации строительных объектов отличается большой длительностью. Многие из них эксплуатируются десятки лет и даже столетий. В течение столь длительного периода реальные условия работы элементов и конструкций изменяются очень сильно. И если в проекте строительный объект прогнозировался на работу в одних условиях расчетных внешних воздействий, то с течением времени их количество, величина и сочетание изменяются в силу понятных причин.

При длительной эксплуатации строительных конструкций в них развиваются и накапливаются повреждения различного вида, вызывающие перераспределение усилий в элементах и сечениях. В результате строительные конструкции эксплуатируются не в проектных, а в реальных изменяющихся агрессивных условиях внешней среды. Для решения проблем эффективного управления эксплуатационным поведением конструкций и должна использо-

ваться система прочностного мониторинга сложных строительных конструкций.

Под прочностным мониторингом сложных инженерных конструкций понимается контроль и управление состоянием конструкции с целью обеспечения надёжной ее эксплуатации в течение заданного срока службы.

Мониторинг должен быть организован на всех этапах существования сложной строительной конструкции:

- на этапе проектирования он включает обоснованный выбор места расположения строительного объекта, его конструктивной схемы, материалов, правильность конструктивных решений элементов, расчета напряженно-деформированного состояния, обоснованную оценку региональных геологических и климатических условий, выбор средств защиты от агрессивного воздействия среды эксплуатации;
- на этапе изготовления он включает соблюдение проектных решений по технологии изготовления и монтажа, а при невозможности точного следования

\* Окончание статьи, начало см. в № 4-08

проекту - обоснованность замены одного технологического решения другим;

- на этапе эксплуатации - диагностику состояния строительных конструкций, оценку их прочности и остаточного ресурса, принятие и осуществление рекомендаций по ремонту и реконструкции или замене.

Основой прочностного мониторинга является диагностирование на стадиях эксплуатации, проектирования и изготовления объекта. Используются три основных вида диагностирования: функциональное, специальное и модельное.

При функциональном диагностировании состояние строительной конструкции устанавливается в процессе ее эксплуатации без использования диагностических средств. Функциональное диагностирование позволяет реагировать на нарушения в контролируемом объекте и решать задачи как правильности его функционирования, так и определения мест и причин неисправностей (для этого могут использоваться как группы экспертов, так и встроенные в конструкцию диагностические средства-сигнализаторы).

При специальном диагностировании технические средства подают на объект специальные воздействия, а диагноз технического состояния формируется в момент времени, когда конструкция не используется по прямому назначению или же при функционировании конструкции.

Весьма важное значение начинает приобретать модельное диагностирование, позволяющее на модельных образцах, элементах строительных конструкций или с помощью математических моделей конструкции оценивать и прогнозировать влияние различных эксплуатационных, технологических и конструктивных факторов на работоспособность конструкции, выявлять причины отказов.

Алгоритм прочностного мониторинга сложных строительных конструкций базируется на следующих основных задачах:

- установление характера внешних воздействий на строительную конструкцию;
- оценка способности конструкции сопротивляться этим воздействиям в определенной среде эксплуатации.

Сопротивление строительной конструкции разрушению определяется тремя основными факторами: свойствами материалов элементов конструкции, напряженно-деформированным состоянием элементов конструкции, воздействием окружающей эксплуатационной среды. Все эти факторы в технологическом и эксплуатационном периодах жизненного цикла строительной конструкции изменяются с течением времени, влияя друг на друга.

В зависимости от конкретного сочетания системы материал -напряженное состояние - внешняя среда возможны различные виды разрушения строительной конструкции от механического (с образованием и развитием с высокой скоростью трещин) до коррозионного (с постепенным ослаблением нагруженных

сечений элементов вследствие разупрочнения материала под действием окружающей среды).

Свойства материала, определяющие сопротивляемость строительных конструкций разрушению, зависят от исходных параметров материала, их изменения под влиянием технологической обработки в процессе изготовления конструкций из них (сварка, бетонирование) и изменения в процессе эксплуатации.

Первый фактор определяет исходную сопротивляемость материала воздействию нагрузки и эксплуатационной среды в заданных условиях, а второй и третий факторы характеризуют степень изменения этой сопротивляемости, причем они могут как понижать, так и повышать её. Обычно технологические изменения происходят в течение коротких, по сравнению с эксплуатационными, интервалов времени. Особенно значительное изменение свойств материала происходит при совместном воздействии нагрузки и эксплуатационной среды.

Напряженно-деформированное состояние строительной конструкции определяется эксплуатационными нагрузками - расчетными при проектировании и с учётом отклонений, вызванных технологическими и эксплуатационными причинами. Воздействие эксплуатационной среды определяется её свойствами, характеризующими влияние внешних факторов (агрессивность окружающего грунта, климатические воздействия, воздействие температуры и т.д.). Степень влияния среды зависит от технологических факторов (обеспечение условий контакта конструкции с элементами эксплуатационной среды - температуры, давления), от наличия необходимой защиты от воздействия среды, от эксплуатационных изменений в составе и характере воздействия внешней среды.

В связи с изложенным ясно, что задача корректной оценки сопротивляемости сложных строительных конструкций разрушению с учётом всех взаимодействующих факторов весьма сложна, и в настоящее время только намечаются подходы к её решению.

На этапе эксплуатации строительных конструкций активный прочностной мониторинг должен включать решение следующих основных задач:

- 1) оценка напряженно-деформированного состояния конструктивных элементов и всей строительной конструкции, а также кинетики его изменения с учётом имеющихся дефектов и повреждений локального и распределенного характера;

- 2) анализ и оценка степени соответствия несущей способности строительной конструкции внешним воздействиям в рассматриваемый момент времени и на прогнозируемый период; прогнозирование долговечности строительной конструкции при заданных внешних воздействиях и происходящих процессах деградации;

- 3) разработка альтернативных стратегий по изменению состояния строительной конструкции до проектного или требуемого уровня (ремонт, восстановление, усиление, реконструкция, замена);



4) выбор и реализация наиболее рациональной стратегии изменения состояния строительной конструкции.

Для решения первой задачи необходимо иметь расчетные модели, описывающие поведение конструкции с учетом имеющихся дефектов и повреждений; нужны экспериментальные данные для идентификации моделей, методики технической и экспертной диагностики состояния конструкции по прямым и косвенным признакам, методики анализа поведения конструкций с использованием этих моделей. Решение этой задачи значительно упростится, если создать банки данных по различным моделям деформирования и разрушения материалов и конструкций с указанием известных или рекомендуемых областей применения, банки данных по моделям внешних воздействий, банки данных по механическим свойствам материалов, по результатам лабораторных или натурных испытаний конструктивных элементов, отдельных участков конструкций и целых конструкций, банки данных по типовым проектам, по дефектам и повреждениям различного происхождения и характера, по публикациям, посвященным рассматриваемой проблеме.

Процедура построения (выбора наиболее подходящей) модели строительной конструкции или ее участков весьма важна, но сложна и требует знания и учета многих факторов. Поэтому целесообразна разработка компьютерных экспертных систем с базами знаний, содержащими сведения экспертов, занимавшихся проблемой построения и использования моделей конструкций с дефектами и повреждениями различного характера.

Однако знание напряженно-деформированного состояния строительной конструкции в рассматриваемый момент времени не дает информации, необходимой для контроля за ней, так как нужно определить изменившиеся за время эксплуатации строительной конструкции внешние воздействия и оценить степень соответствия конструкции этим воздействиям в рассматриваемый момент времени (здесь можно идти либо по пути сопоставления напряженного состояния или поврежденности сооружения с некоторым предельным их уровнем, либо же сравнивать несущую способность строительной конструкции и ее элементов с уровнем внешних воздействий). Следует иметь в виду, что, как уже отмечалось, первоначально строительная конструкция проектировалась на восприятие какого-то заданного (предполагаемого) комплекса внешних воздействий (в наиболее неблагоприятном их сочетании), но с течением времени, в силу разных причин, величина и характер этих воздействий могли измениться в ту или иную сторону, а значит, конструкция должна воспринимать не проектные, а изменившиеся внешние воздействия.

Решение второй задачи позволяет определить необходимость проведения работ по изменению состояния конструкции и приступить к разработке альтернативных вариантов (ремонт, восстановление,

реконструкция, замена, защита конструкции, ограничение внешних воздействий). Для того чтобы оценить, к каким изменениям состояния строительной конструкции приведут различные стратегии, необходимо разработать (подобрать) расчетные модели поведения модернизированных конструкций. Здесь также большую помощь могут оказать банки данных, содержащие информацию о различных видах инженерных решений по модернизации конструкций с целью изменения их состояния, банки данных по моделям поведения модифицированных конструкций, по методам их анализа.

Выбор рациональной стратегии изменения состояния строительной конструкции весьма сложен, связан с учётом многих факторов (наличие и стоимость материала, квалифицированных кадров, соответствующих техники и технологий), поэтому для решения поставленной задачи разумно использовать технологию, основанную на экспертных системах. Базы знаний экспертных систем должны создаваться на основе анализа и систематизации знаний квалифицированных специалистов - экспертов, имеющих опыт решения подобных задач.

Следовательно, система прочностного мониторинга строительных конструкций должна включать:

- системный анализ условий и факторов, определяющих сопротивляемость конструкций разрушению с учётом различных стадий их жизненного цикла (проектирования, изготовления, эксплуатации);

- разработку и использование методов и средств функциональной, специальной и моделирующей диагностики, позволяющих оценивать свойства материала, напряженно-деформированное состояние, воздействие среды и обеспечивающих надлежащую полноту, точность и достоверность экспериментальных диагностических данных, которые используются для прогнозирования поведения строительной конструкции;

- создание компьютерных банков данных по материалам и их свойствам с учётом региональных условий их эксплуатации и специфики воздействия внешних сред; создание банков данных по нагрузкам и воздействиям на строительные конструкции;

- создание регламентов мониторинга - диагностики материалов по исходному состоянию, по изменению свойств при изготовлении и эксплуатации; оценки напряженно-деформированного состояния и живучести с учетом измененных свойств материалов и накопленных дефектов; оценки фазы эксплуатационного состояния; экспертизы отказов строительных конструкций;

- разработку математических моделей, адекватно описывающих процессы создания и эксплуатации строительных конструкций и позволяющих прогнозировать живучесть конструкции по показателям прочности, трещиностойкости, усталости, а также по функциональным характеристикам; создание банка типовых расчетных схем конструкций с учетом дефектов различного вида и происхождения;

• разработку мер обеспечения надежности строительной конструкции на основании результатов многофакторной комплексной оценки её состояния, включающей прогнозирование служебных характеристик и допустимого срока эксплуатации объекта при данном его состоянии (степени изме-

нения свойств материала, уровне защищенности от воздействия среды), а также разработку ремонтно-профилактических мер и рекомендаций по повышению надежности строительной конструкции на стадии проектирования, строительства и эксплуатации.

---

## ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

---

*И.Н. УСАЧЕВ, канд. техн. наук (ОАО "НИИ энергетических сооружений);  
Н.К. РОЗЕНТАЛЬ, д-р техн. наук (НИИЖБ)*

### БЕТОН, СТОЙКИЙ В ЗОНЕ ПРИЛИВА АРКТИЧЕСКОГО ПОБЕРЕЖЬЯ РОССИИ

После 40 лет службы в зоне прилива арктического побережья Баренцева моря Кислогубской приливной электростанции (ПЭС) бетон тонкостенных (15 см) железобетонных конструкций не имеет никаких повреждений, а его прочность превышает проектную. Создание такого бетона - без повреждений и потери прочности в чрезвычайно суровых природных условиях Заполярья - является своеобразным качественным скачком, определяющим возможность успешного освоения транспортно-недоступных районов Крайнего Севера и арктического шельфа.

Полученные за четыре десятилетия результаты исследований представляют интерес, поскольку до сих пор бытует мнение о неизбежном разрушении железобетона в условиях северных морей, которое основывается на многочисленных примерах повреждения сооружений на побережьях Баренцева, Белого, Японского и Охотского морей уже через 3 - 5 лет после ввода их в эксплуатацию. Например, на Мурманском побережье, где бетон начинает разрушаться в первый же зимний сезон с интенсивностью от 0,081 до 0,546 мм за один цикл замораживания и оттаивания, глубина разрушений бетонных конструкций превышает 600 мм [1] (табл. 1).

В районе сооружения ПЭС (70° северной широты) в зоне прилива с амплитудами до 4 м наблюдаются 690 циклов замачивания - высушивания в год и до 470 циклов замораживания - оттаивания за 9-месячный период с отрицательными температурами воздуха, достигающими минус 40°C, при воздействии морской воды соленостью до 35%.

Расчетами конструкции ПЭС установлена необходимая прочность бетона на сжатие 40 МПа в возрасте 28 сут и по водонепроницаемости - не менее W8. Важнейшими показателями являются морозостойкость бетона - не менее F1000 и его способность длительно сопротивляться химической и биологической коррозии (обрастанию) при воздействии морской воды.

*Бетон особо высокой морозостойкости и водонепроницаемости.* При выполнении исследований и опытных работ было установлено, что высокая эксплуатационная пригодность бетона может быть достигнута только при выполнении комплекса требований к материалам для бетона, составу бетона, бетонной смеси и к производству работ. С целью вовлечения определенного количества и качества воздуха для создания малопроницаемой и морозостойкой структуры бетона были применены добавки: лигносульфонаты (СДБ) и добавка смолы нейтральной воздухововлекающей (СНВ). Эти добавки способствовали также уменьшению водоотделения. Главное условие достижения в производственных условиях заданной сверхвысокой морозостойкости - получение и сохранение требуемого воздухововлечения. Специально проведенные испытания показали, как изменяется содержание и качество вовлеченного воздуха в бетонной смеси при различной температуре и применении различных типов вибраторов. На основании этих данных появилась возможность управлять процессом воздухововлечения, что сыграло основную роль в получении конструкций с высокой долговечностью [4].

Сложной задачей являлась разработка технологии бетонирования в зимних условиях, обеспечивающей необходимые температурно-влажностные условия выдержки бетона. В зимних условиях была уложена половина общего объема бетона. Бетонные работы не прерывались до температуры воздуха минус 25°C [2, 3, 7].

Возведение конструкции ПЭС, частично с применением сборных элементов, позволило успешно осуществить схему с сезонным разделением видов бетонных работ, по которой в течение зимнего сезона (75% времени года) проводили наиболее продолжительные по времени работы по монтажу сборных элементов и подготовке стыков (78%), а в течение короткого лета омоноличивали стыки. Этот простой метод позволил без ущерба для производства отказать-

Характеристика бетонов энергетических сооружений в зоне прилива Баренцева и Белого морей

Сооружения	Срок эксплуатации, лет	Характеристика бетона						
		Цемент, кг/м <sup>3</sup>	Крупный заполнитель (фракции, мм)	Добавки	Уплотнение	Прочность, МПа (год)	Водопоглощение, % (год)	Разрушения бетона в зоне прилива, глубина, мм, до
Нижнетуломская ГЭС, нижний бьеф (Кольский залив)	73	Пуццолановый, 400	Песчано-гравийная, смесь 5-50	Нет	Вручную	14,2-19,1 (1977)	3,5-7,1 (1978)	132
Нива ГЭС-II, нижний бьеф (Белое море)	60	Пуццолановый, 320	Гранитный щебень, 35-70	Нет	Пневмовибраторы	14,5 (1983)	Нет данных	550
Борисоглебская ГЭС, нижний бьеф (Баренцево море)	50	Пуццолановый, 350	Гранитный щебень, 35-70	Воздухововлекающая	Электровибраторы 10-12тыс. кол/мин	25,0-30,0 (1979)	2,4-4,9	35
Кислогубская ПЭС (Баренцево море)	42	Сульфатостойкий портланд 480	Гранитный щебень, 5-10 и 10-20	ССБ, СНВ	Электровибраторы 10-12тыс. кол/мин	>69* (2006)	0,65-2,1 (1990)	Разрушений нет

\* - проектная прочность - 40 МПа

ся от сооружения тепляков и вообще от ведения зимнего бетонирования и гарантировал высокое качество бетона в конструкции. По сравнению с монолитным, этот способ сокращает срок бетонирования в 1,4 раза и удешевляет бетонные работы на 22%. Эффективность применения на строительстве отдельной технологии зимнего бетонирования была установлена по результатам исследований конструкций ПЭС в период ее эксплуатации. Прочность, водонепроницаемость и морозостойкость бетона, определенные в различных частях сооружения, выполненных летом и зимой, оказались практически одинаковыми.

Контроль прочности бетона (на сжатие), проводимый испытаниями производственных образцов и склерометрическими способами в самом сооружении, в том числе и под водой, показал, что бетон ПЭС через 3 сут набирал прочность 20 МПа, через 12 сут - 35 МПа, в возрасте 90 сут достигал 45 МПа, через два года к моменту затопления строительного дока морской водой имел прочность 50 МПа, а через 40 лет эксплуатации прочность бетона превышает 69 МПа (см. табл. 1). Водопоглощение бетона равнялось 0,65-2,14%, что значительно меньше аналогичного параметра на гидротехнических объектах России. Особенно показательным, что поверхности бетонных стенок толщиной 15 см в помещениях внутри здания ПЭС, находящихся постоянно под напором воды 8-12 м, в течение всех 40 лет эксплуатации находятся в сухом состоянии [9].

Испытания бетона ПЭС на морозостойкость были проведены в НИИЖБе по стандартной методике при минус 20 и минус 50°C. Оба способа испытаний подтвердили проектную марку бетона по морозостойкости - не менее F1000. Но наиболее показательны натурные испытания образцов бетона ПЭС по ускоренной программе в опытных бассейнах Мурманского порта, где за один из зимних сезонов образцы

без изменения массы и прочности прошли 990 циклов замораживания-оттаивания [6]. На морских стендах Кислогубской ПЭС образцы бетона ПЭС за 40 лет выдержали уже более 15000 циклов замораживания-оттаивания.

Показатели особо высокой морозостойкости бетона ПЭС подтверждаются и исследованиями его микроструктуры по данным микроскопического анализа и определения дифференциальной пористости. Изучение аншлифов бетона свидетельствует об оптимальном содержании воздуха и равномерной микроструктуре с высоким содержанием условно-замкнутых пор, что подтверждает высокую водонепроницаемость и особо высокую морозостойкость бетона (фактор Пауэрса составил 0,115-0,137 мм<sup>-1</sup>). По итогам исследований бетона особо высокой морозостойкости на Кислогубской ПЭС разработаны инструкции по его применению [6, 5].

*Необрастающие бетоны.* Помимо обеспечения особо высокой морозостойкости в условиях воздействия морской воды с океанической соленостью до 35‰, необходимо было решить проблему обрастания поверхности бетона и металла оборудования ПЭС. Биомасса, образуя жесткую корку толщиной 15-20 см, весом до 230 кг/м<sup>2</sup>, вызывает зарастание бетонной поверхности (особенно в водоводах) и значительное увеличение веса конструкции. Поиски наиболее эффективного и главное наиболее долговечного способа защиты от обрастания привели к разработке для ПЭС бетонов с биоцидными (альгицидными) добавками, которые получили название необрастающих (табл. 2). Натурные исследования этих бетонов были проведены на морских стендах Кислогубской ПЭС. При изготовлении необрастающих бетонов в их состав вводятся дозированные количества биоцидных добавок, которые в дальнейшем медленно выделяются в воду, отпугивая от защищаемых по-

Опытные составы необрастающих бетонов

Компоненты	Характеристика биоцидных добавок	Количество на 1 м <sup>3</sup>					
Цемент, кг		503	457	440	468	400	439
Щебень, кг		1070	1125	1083	1173	1173	1173
Песок, кг		597	609	603	653	1000	659
Вода пресная, л		201	183	176	169	187	176
Ластанокс, % массы цемента	Препарат содержит олово-органические соединения и формальдегид (поставка фирмы "Хеманол", Чехия)	0,10	0,10	0,50	0,18	–	–
Катапин-бактерицид (КБ), % массы цемента	Поставка киевского завода "Химикат"	–	–	–	–	0,20	–
Катапин-ингибитор (КИ-1), % массы цемента	То же	–	–	–	–	–	1,00

верхностей личинки обрастателей. Если в необрастающих покрытиях выделение токсина происходит из тонкого слоя в десятки микрон в течение 1-2 лет, то в необрастающих бетонах – из слоя в несколько сантиметров при сохранении той же рабочей концентрации. В связи с этим срок эффективной службы необрастающих бетонов на порядок больше срока службы необрастающих покрытий.

Необрастающие бетоны, разработанные для Кислогубской ПЭС, были применены при создании железобетонной водопропускной плотины в комплексе сооружений для защиты Санкт-Петербурга от наводнений, а также на Териберских ГЭС. Необрастающие бетоны обеспечивают 10-12-летний срок необрастания бетона, что недостаточно для морских сооружений, срок эксплуатации которых прогнозируется на 25-120 лет. С учетом этого обстоятельства на Кислогубской ПЭС разработана и применена электролизная установка для защиты от обрастания наиболее ответственного при эксплуатации ПЭС турбинного водовода. Работа установки основана на том, что морская вода насосом подается в электролизер, где образуется раствор активного хлора, который направляется в водовод. Исследования экологической чистоты электролизного способа защиты на ПЭС установили, что воздействие хлора на морскую биоту происходит лишь в объеме водовода, и за пределами водовода следов хлора не обнаруживается. Электрохимическая установка Кислогубской ПЭС надежно защищает водовод с гидроагрегатом от обрастания уже 29 лет. Таким образом, можно констатировать, что проблема защиты бетона от биообрастаний решена на Кислогубской ПЭС, по-видимому, на весь прогнозируемый срок эксплуатации ПЭС (до 120 лет) и с соблюдением экологических требований.

Необходимо отметить, что бетон Кислогубской ПЭС работает в конструкции совместно с арматурой, сохранность которой обеспечивает система катодной защиты.

На морских, атмосферных и ледовых стендах морской научной базы ОАО "НИИЭС" на Кислогубской ПЭС, помимо испытаний бетона особо высокой морозостойкости и необрастающих бетонов, ведутся натурные испытания составов ледозащитных бетонов особо низкой проницаемости и высокой прочности (до 80 МПа), а также износостойких полимербетонов и гидротеплоизоляционных покрытий из эпоксидных композиций и различных металлов для оборудования [8,9].

*Натурные испытания бетона в конструкциях Кислогубской ПЭС, фрагментах и образцах на морских стендах.* Последние обследования железобетонных конструкций Кислогубской ПЭС, выполненные в сентябре 2006 г., показали следующее. С наружной стороны сооружения бетон в железобетонных конструкциях находится в исправном состоянии. Повреждение бетона в конструкциях в подводной, зоне переменного уровня воды и в надводной зоне практически отсутствует. Шелушение бетона обнаружено лишь в одном месте – отделился слой толщиной 1 мм на площади 3 дм<sup>2</sup>. Подводная часть сооружения снаружи обросла балянусом, мидиями и водорослями. С внутренней стороны (в помещениях станции) стены сухие, протечки отсутствуют. Хлориды из состава морской воды цветным индикатором (раствором азотнокислого серебра) не обнаруживаются. Признаков коррозии стальной арматуры нет. По данным ультразвуковых измерений, прочность бетона превышает 68 МПа. Прочность бетона, определенная молотком Шмидта, равна 40 МПа, что свидетельствует о некотором размягчении наружного слоя бетона. Такое же состояние имеет бетон железобетонного фрагмента, погруженного в воду со стороны моря и находящегося в зоне прилива-отлива. Внутри станции прочность бетона, по данным ультразвуковых измерений, составляет более 68 МПа, прочность, определенная молотком Шмидта, – 53-62 МПа. Бетонный блок-пригруз крана, не имеющий контакта с морской

## Бетоны для морских энергетических сооружений России

Состав	Кислогубская ПЭС (Баренцево море)	Санкт-Петербургская дамба (Балтийское море)	Териберская ГЭС (Баренцево море)	Мезенская ПЭС* (Белое море)	
				в зоне прилива	внутренняя зона
Цемент сульфатостойкий, кг/м <sup>3</sup>	480	–	–	470	–
Портландцемент	–	417	430	–	350
Щебень, кг/м <sup>3</sup>	1210	1130	1100	1200	830
Песок чистый, кг/м <sup>3</sup>	630	710	745	525	720
Вода пресная, В/Ц	0,37	0,34-0,38	0,40	0,38	0,53
Добавки					
ССБ (СДБ)	0,1	–	–	–	–
СНВ	0,02	–	–	0,01	–
С-3	–	0,6-0,7	0,60	1,0	0,3
КИ-1	–	0,1-0,15	0,10	0,1	–
Микрокремнезем	–	–	–	8,0	–
Подвижность смеси, см	1-3	8-19	19-23	16-18	16-18
Объем воздуха, %	2-3	3,8-5,8	4,5	–	–
Прочность по проекту	400	400	400	600	400
Прочность фактическая	860	450	510	–	–
Водонепроницаемость по проекту	8	8	8	12	8
Водонепроницаемость фактическая	>14	12	12	–	–
Морозостойкость по проекту	1000	300	400	1000	100
Морозостойкость фактическая	>1000	400	500	–	–

\* - предварительные данные

водой, но подвергающийся воздействию аэрозоля морской воды, действию атмосферных осадков и температуры наружного воздуха, за время эксплуатации станции разрушился на глубину до 5 см. Причина повреждения - морозная деструкция бетона. На неповрежденной поверхности прочность бетона 22-39 МПа. Бетон пригруза имел тот же состав, что и бетон основных конструкций станции, но в нём отсутствовали химические добавки.

Следует отметить различие в состоянии бетона, находящегося в железобетонных конструкциях станции и образцов-кубиков размером 10x10x10 см, испытанных на морском стенде в зоне переменного уровня воды. В то время как бетон конструкций не имеет признаков повреждения, на бетонных кубиках произошло скругление углов. Масса образцов уменьшилась. Причиной такого различия является неодинаковый температурный режим образцов и массивных конструкций, а также иное напряжённое состояние бетона при замораживании в конструкции. Это означает, что в конструкции бетон работает в более благоприятных условиях, менее подвержен морозной деструкции, а оценка морозостойкости бетона, выполненная на образцах, имеет определённый коэффициент запаса. Из этого же следует, что желе-

зобетонные конструкции для указанных условий следует выполнять с закруглением углов.

В бассейне Кислогубской ПЭС на ледовом стенде в зимний период (в среднем с 1 октября по 15 мая) в зоне постоянных подвижек льда толщиной 0,4-0,6 м и прочностью 1,2-1,4 МПа с подъёмом и опусканием на 1-3 м дважды в сутки ведутся постоянные испытания на истирание бетонов различных составов и полимерных покрытий для гидроэнергетических сооружений Крайнего Севера. Результаты исследований показали, что различные бетоны и полимеры истираются за один зимний сезон на 1-5 мм. Плиты из бетона Кислогубской ПЭС имеют полосы истирания глубиной до 1-2 мм. Разработанные в последние годы НИИЖБом и Гидропроектом высокопрочные бетоны с добавкой микрокремнезёма при испытании на стенде в течение 8-11 лет практически не имеют признаков истирания. Стойкость бетона к истиранию льдом примерно пропорциональна его прочности. Для сравнения укажем, что опыт эксплуатации разведочной платформы США в море Бофорта в условиях Арктики при действии тяжёлых льдов показал, что за 18 лет эксплуатации при одном перемещении платформы глубина истирания бетона составила 8 мм.

В НИИЖБе разработаны и испытаны бетоны (табл. 3) особо низкой проницаемости, отличающиеся высокой коррозионной стойкостью (10-12). Находящиеся в течение 14 лет на морском стенде Кислогубской ПЭС в зоне прилива-отлива образцы из бетона с комплексной добавкой микрокремнезёма, суперпластификатора и воздухововлекающей добавкой к настоящему времени не имеют повреждений. Геометрические размеры и форма (углы, рёбра) полностью сохранились. Прочность бетона превышает 68 МПа. Физико-химическими исследованиями (оптическая и электронная микроскопия, термогравиметрия) в бетоне не обнаружены карбонаты, магnezиальные соли, сульфаты и гидросульфоалюминаты, что свидетельствует об отсутствии проникания морских солей в бетон и его высокой коррозионной стойкости в условиях воздействия морской воды.

Как отмечено выше, повреждения от воздействия льда на железобетонные конструкции станции отсутствуют, хотя теплоизоляционный слой в зоне прилива-отлива существенно повреждён. Попутно отметим, что наши обследования гидроэлектростанций на реках показали, что плотины ГЭС могут повреждаться примерзающими ледяными полями, которые при изменении уровня воды зависают и выламываются из конструкции плотины куски бетона. Ледостойкость бетона зависит от его прочности и морозостойкости. Высокопрочные морозостойкие бетоны успешно противостоят воздействию льдов.

*Л.И. ЕЛШИНА, канд. техн. наук (НИИЖБ)*

## **ОБСЛЕДОВАНИЕ КОРРОЗИЙНО-ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДВУХЪЯРУСНЫХ АВТОСТОЯНОК И ГАРАЖЕЙ**

Строительная практика показывает, что использование в качестве арматуры железобетонных конструкций стали, имеющей коррозионные поражения, в большинстве случаев вызывает интенсивное развитие деструктивных процессов защитного слоя бетона. При этом через образующиеся в бетоне трещины доступ кислорода и влаги к поверхности арматуры многократно увеличивается, что, в свою очередь, влечет интенсификацию коррозионных процессов, накопление продуктов коррозии на поверхности арматуры и последующее отторжение защитного слоя бетона на значительных участках поверхности конструкций.

Как показывает практика обследования многоярусных гаражей, а также эксплуатируемых кровель, значительно ускоряющим коррозионные процессы фактором, кроме воздействия агрессивной окружающей среды, являются различного рода динамические нагрузки, интервалы воздействия которых непостоянны во времени и изменчивы по месту их приложения. НИИЖБом на протяжении многих лет велись исследо-

### **Библиографический список**

1. **Бакланов А.С.** Ускоренные натурные испытания бетона на морозостойкость // Транспортное строительство. - 1966. - №9.
2. **Усачев И.Н.** Производство бетонных работ при строительстве тонкостенного наплавного блока Кислогубской ПЭС // Энергетическое строительство. - 1967. - №4.
3. **Усачев И.Н.** Бетон Кислогубской ПЭС и его укладка в тонкостенную конструкцию // Гидротехническое строительство, 1971, №2.
4. **Иванов Ф.М., Усачев И.Н., Виноградова О.А.** Бетон здания Кислогубской ПЭС // Бетон и железобетон. - 1971. - №12.
5. **Иванов Ф.М., Бернштейн Л.Б., Усачев И.Н.** Инструкция по изготовлению гидротехнических конструкций из бетона марки Мрз 1000. ВР-1-75, Главниипроект Минэнерго СССР, М., 1975.
6. **Усачев И.Н.** Новые и модифицированные строительные материалы, созданные на Кислогубской ПЭС, их исследование и внедрение. Труды Гидропроекта, вып. 69, 1980, с. 25-40.
7. **Усачев И.Н.** Исследования по созданию материалов для ледостойких наплавных конструкций. Сб. "Лед-83", Мурманск, 1983, с. 97-98.
8. **Усачев И.Н.** Результаты 30-летнего мониторинга морских бетонов и наплавной конструкции Кислогубской ПЭС в условиях Крайнего Севера // Гидротехническое строительство. -1998. - №12. - с. 7-12.
9. **Усачев И.Н.** Перспективы использования энергии морских приливов "Hydropower and Dams", Create Britain, London, №6, 2007.
10. **Каприелов С.С.** Научные основы модифицирования бетонов ультрадисперсными материалами: Автореф. дисс. д-ра техн. наук.-М., 1995.
11. **Розенталь Н.К., Чехний Г.В.** Коррозионностойкие бетоны особо малой проницаемости / Бетон и железобетон. - №1. - 1998. - С. 27-29.
12. **Розенталь Н.К.** Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости, М.: ФГУП ЦПП, 2006, 520 с.

конструкций за счет направленного массопереноса влаги в теле бетона, высолы на участках вдоль водоотводящих каналов перекрытий, а также разрушение бетона в виде шелушения, выкрашивания и сколов.

Наибольшим коррозионным разрушениям был подвергнут участок перекрытия над первым этажом гаража-стоянки в зоне существования в процессе возведения железобетонного монолитного каркаса технологического отверстия под башенный кран, которое бетонировалось существенно позднее основной массы монолитных конструкций здания. Работа состояла из двух этапов: обследования и разработки оптимального для данных условий эксплуатации способа восстановления конструкций, с учетом фактического коррозионного состояния арматуры и бетона, параллельно выявлялись причины, вызвавшие интенсивное корродирование стали и последующее разрушение защитного слоя бетона.

Известно, что при значении водородного показателя жидкой фазы бетона более 11,3 поверхность стали находится в пассивном состоянии при условии отсутствия в бетоне агрессивных по отношению к стали ионов. Снижение щелочности жидкой фазы происходит под воздействием углекислоты из воздуха. Бетон при этом карбонизируется, а стальная поверхность арматуры переходит из пассивного состояния в активное. Для определения глубины карбонизации защитного слоя бетона использовалась методика, разработанная в НИИЖБе, основанная на колориметрическом эффекте. С помощью шприца на участок свежего скола бетона наносился специальный химический реактив, который в зоне высокой щелочности жидкой фазы бетона изменял окрашивание. Толщина слоя бетона, не изменившего окрашивания, принималась за глубину его карбонизации.

Как показывает многолетняя практика обследования мостов, автопереходов, гаражей, открытых паркингов, эксплуатируемых кровель, присутствие агрессивных агентов в разрушаемом бетоне сооружений играет преобладающую роль в сравнении с воздействиями окружающей атмосферы. Использование в качестве антиобледенителей автодорожных покрытий в зимний период хлоридов натрия или магния приводит к интенсивным разрушениям бетона не только покрытий, эксплуатируемых в условиях открытой атмосферы, но и конструкций закрытых гаражей и стоянок за счет переноса агрессивных агентов протекторами колес. Дополнительно агрессивное воздействие антиобледенительных солей может усугубляться сернистыми соединениями, присутствующими в выхлопных газах автотранспорта. Дело в том, что содержание серы в природной нефти может достигать 2%, которая в процессе ректификации остается в основном в тяжелых нефтяных фракциях (мазуте, гудроне), однако часть ее все же попадает в легкие фракции (в дизельном топливе ее верхний предел по отечественным нормам ограничивается 0,5%). Для примера, в западных странах содержание серы в дизельном топливе ограничивается 0,1%, а в

реактивном топливе содержание серы (к 2007 г.) не должно превышать 0,005%, к 2010 г. ее содержание в реактивном топливе не должно превышать 0,001%. Многие отечественные нефти относятся к высокосернистым и, как следствие, бензины имеют повышенное, по сравнению с западными, содержание в них серы. Это, в свою очередь, обуславливает присутствие серы в выхлопных газах, которые, смешиваясь с конденсатом в выхлопной трубе и стекая на покрытие стоянок и гаражей, напрямую могут попадать на арматуру железобетонных конструкций через имеющиеся трещины бетона, некачественно выполненные стыки покрытий, технологические швы и т.п. Присутствие хлорид-иона в бетоне в количествах более 0,3% от массы цемента вызывает интенсивное корродирование арматурной стали и закладных деталей. В соответствии с рекомендациями НИИЖБа присутствие хлоридов на объекте регистрировалось путем обработки обнаженных участков арматуры специальным раствором. По образованию осадка в растворе, нанесенном на поверхность стали, фиксировалось наличие хлорид-иона на обследуемом участке.

Для определения пористости бетона по его водопоглощению были отобраны представительные образцы, которые испытывались в лабораторных условиях. Водопоглощение бетона оценивали по ГОСТ 12730.3, для чего образцы бетона высушивались до постоянной массы по ГОСТ 12730.2. Коррозионно-техническое состояние бетона выявляли визуально по наличию в нем деструктивных явлений. Также определяли характер и степень коррозионного поражения арматурной стали. Оценка типа и степени коррозионных поражений, толщины защитного слоя производилась визуально в соответствии с указаниями "Временных рекомендаций по использованию в железобетонных конструкциях арматуры, пораженной коррозией, и способам ее пассивации" (НИИЖБ, М., 1989).

Как показали результаты обследования, глубина карбонизации бетона составила в среднем 3-5 мм, о чем свидетельствовало малиново-розовое окрашивание реактива. В зонах бетона с пористой структурой глубина карбонизации защитного слоя составила 4-7 мм. Разрушения бетона представляли собой значительные по глубине (до 3 см) и площади (до 2,2 м<sup>2</sup>) сколы на поверхности плиты перекрытия (рис.1.).

Водопоглощение отобранных проб бетона составило 6,7 % по массе, что свидетельствует о его низкой водонепроницаемости.

На нижней стороне плиты (рис.2) в зоне максимальных протечек отмечено интенсивное высолообразование. Визуальная оценка коррозионного состояния бетона показала, что он запесочен, т.е. его состав подобран с отступлениями от нормативных требований, упаковка крупного заполнителя в теле бетона не плотная. При этом граница скола проходит по растворной составляющей и только в отдельных зонах по зерну крупного заполнителя. Кроме этого, в бетоне разрушенных участков отмечено наличие круп-

ных глинистых включений размером от 8 до 20 мм в сечении.



Рис. 1. Разрушение плиты перекрытия в зоне интенсивного увлажнения



Рис. 2. Высолы на нижней стороне плиты перекрытия в зоне интенсивного увлажнения

Визуальная оценка состояния арматуры в зоне интенсивных протечек свидетельствует о серьезных коррозионных разрушениях (рис.3) с потерей площади сечения арматуры хомутов от 20 до 90 %. Рабочая арматура также имеет коррозионные повреждения локального характера. В некоторых местах повреждения представляют собой сплошную равномерную ржавчину с толщиной слоя до 300 мкм. В некоторых местах ржавчина отслаивается буро-черными слоями, где сечение непораженного металла значительно уменьшено (до 20%). Местоположение особо сильных повреждений находится под существовавшим стыком карт пола и под протяженной трещиной, располагавшейся параллельно стыку покрытий пола на расстоянии около 1,5 м от него. Экспресс-испытания по выявлению хлорид-ионов на поверхности обнаженной, имеющей коррозионные поражения арматуры показали их присутствие, о чем свидетельствовало образование творожистого осадка после нанесения спецраствора на ржавую поверхность. На участках плиты, где систематическое увлажнение отсутствовало и бетон имеет плот-

ную структуру, на поверхности арматуры хлорид-ион не зафиксирован.

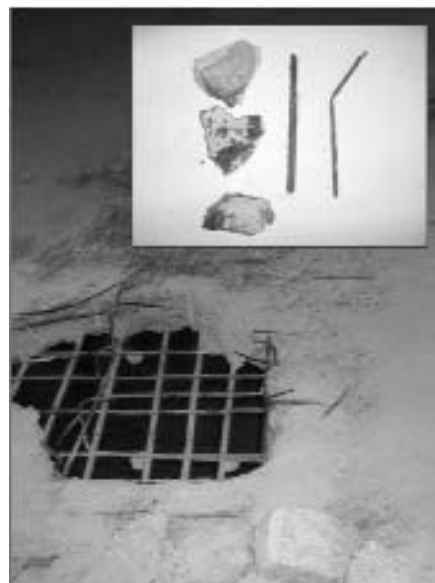


Рис. 3. Плита со вскрытой арматурой. Фрагменты арматуры с большими коррозионными потерями в поперечном сечении

Анализ результатов проведенных коррозионных испытаний свидетельствует об аварийном состоянии участка плиты перекрытия, где в процессе строительства сохранялся технологический проем под башенный кран. Локальный, с четко очерченной границей характер коррозионных разрушений арматуры и их интенсивность свидетельствуют о воздействии агрессивного к стали компонента, который мог находиться как в фильтровавшейся сквозь трещины бетона воде (растворенные компоненты выхлопных газов или антиобледенительных солей), так и в самом бетоне некачественно выполненного участка плиты. При этом следует отметить, что водородный показатель жидкой фазы бетона плиты перекрытия на момент обследования был достаточно высок (более 11,5), поэтому карбонизация защитного слоя бетона в указанных выше пределах оказала второстепенное отрицательное влияние. Коррозионные поражения стали варьируются в широких пределах: от участков без коррозионных поражений и со слабыми коррозионными поражениями, которые могут быть удалены химическим способом, до опасно пораженных стержней, ремонт которых следует проводить дифференцированно и с особой осторожностью.

Причинами интенсивных коррозионных разрушений явились:

- Прямое локальное воздействие воды с растворенными в ней агрессивными по отношению к арматуре агентами
- Неправильно подобранный состав бетона, не обеспечивший достаточную плотность его структуры, что привело в дальнейшем к интенсивной фильтрации воды через поровую структуру цементно-песчаной составляющей бетона
- Отсутствие надлежащей гидроизоляции по противоусадочным швам ранее устраиваемого пола



- Усадочные деформации покрытия пола, с образованием протяженных трещин.

Проведенное обследование коррозионно-технического состояния плиты перекрытия в зоне существовавшего технологического проема показало, что восстановление поврежденной ржавчиной арматуры должно проводиться в соответствии с ранжированием имеющихся повреждений. Ранжирование арматуры по степени коррозионных поражений следует провести перед началом восстановительных работ с цветовой маркировкой осматриваемых стержней.

С учетом всего комплекса обследований и существующего назначения здания с его специфическими особенностями институтом было предложено частное решение по выбраковке, антикоррозионной обработке арматуры и ремонтным составам бетона с использованием отечественных материалов для восстановления участка перекрытия в зоне ранее существовавшего проема. Антикоррозионные работы были выполнены с надлежащей аккуратностью при научно-техническом патронаже авторов настоящей разработки.

Следует отметить, что в последнее время довольно часто приходится сталкиваться со случаями, когда строительные объекты, сданные в эксплуатацию всего 10-15 лет назад, уже имеют серьезные разрушения, при этом эксплуатационная служба работает на достаточно высоком уровне, своевременно проводя планово-предупредительные осмотры и ремонты. Характерным является то, что исполнительная документация (а иногда и проектная) на та-

ких объектах утрачена. Анализ сложившейся ситуации показывает, что наиболее вероятной причиной ранних разрушений является некачественное выполнение как проектных, так и строительных работ, для выполнения которых привлекались специалисты недостаточно высокого уровня квалификации.

Потеснив на рынке крупнейшие научно-исследовательские институты с мощными исследовательскими базами и высококлассными специалистами, мелкие фирмы за счет низких накладных расходов и других понятных причин обрели широкий круг не достаточно осведомленных заказчиков и выполняют довольно большой объем различного рода работ на вновь строящихся или ремонтируемых строительных объектах, не всегда обеспечивая эксплуатационную надежность сооружений, их долговечность, оптимальность выбора строительных материалов, их ремонтпригодности и соответствия российским условиям эксплуатации. Все это в конечном счете ложится тяжелым бременем на плечи непосредственного потребителя продукта и приводит к дополнительным расходам, иногда многократно превышающим первоначальные затраты.

В Центре проектирования и экспертизы НИИЖБА в настоящее время проводятся работы, позволяющие с достаточной степенью надежности определить причины разрушений различного рода конструкций, прогнозировать сроки эксплуатации зданий и сооружений, предлагать оптимально подобранные материалы для ремонта, а также соответствующие способы ремонта обследуемых конструкций и сооружения в целом.

---

## ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

---

*С-А. Ю. МУРТАЗАЕВ, канд. техн. наук, М.Ш. САЛАМАНОВА, М.И. ГИШЛАКАЕВА, инженеры (Грозненский государственный нефтяной институт им. академика М.Д. Миллионщикова)*

### ФОРМИРОВАНИЕ СТРУКТУРЫ И СВОЙСТВ БЕТОНОВ НА ЗАПОЛНИТЕЛЕ ИЗ БЕТОННОГО ЛОМА

Повышение эффективности бетонов для строительных и ремонтно-восстановительных работ может быть осуществлено с помощью использования техногенных отходов. Однако накопленные в больших количествах отходы в виде бетонного лома сносимых и разрушенных зданий и сооружений не отвечают требованиям, предъявляемым к материалам для бетонов, так как они обладают большой неоднородностью по составу и свойствам.

Получение дешевого материала в виде щебня на основе бетона из продуктов переработки разрушенных жилых зданий и сооружений требует прежде всего тщательной разборки зданий и сооружений,

включающейся в отделении железобетонных конструкций от других материалов. Для этого сначала необходима предварительная сортировка разрушенных жилых зданий, когда отделяются железобетонные изделия (плиты перекрытий, лестничные марши, фундаментные блоки, ограждающие конструкции). Затем железобетонные изделия должны подвергаться переработке: отделяется арматура, производится дробление бетонных фрагментов с сортировкой заполнителя по фракциям: 5-10, 5-20, 20-40, 5-40 мм (около 65-70% по объему); 0-10 мм (около 25%) и отходы при переработке (строительный мусор) около 5%. Полученную продукцию в ви-

де щебня следует постоянно исследовать с целью установления качества.

Особенностью заполнителя из дробленого бетона является наличие в нем цементного раствора, который остается на поверхности щебня (гравия), либо присутствует в виде отдельных кусков (зерен), сопоставимых с размерами фракций. Исследования заполнителей из отходов от разрушения бетонных и железобетонных конструкций показали, что содержание растворной части в щебне из дробленого бетона фракции 10-20 и 20-40 мм примерно одинаково и соответствует количеству в исходном бетоне. В более мелкой фракции дробленого бетона с размером зерен от 5 до 10 мм доля раствора увеличивается и достигает 73%, что связано с условиями дробления бетона. Присутствие растворного компонента в щебне значительно увеличивает его водопоглощение и дробимость, уменьшает морозостойкость, возрастают потери массы при испытаниях на истираемость. Кроме того, цементированные частицы, поверхность которых покрыта цементным камнем, включают сеть пор и микротрещин, образовавшихся при дроблении, что приводит к увеличению расхода воды в смесях бетонных (до 12-15%) и растворных (до 13%).

В исследованиях были приняты заполнители из бетонного лома, характеристика которых представлена в табл. 1.

Таблица 1

**Физико-механические показатели щебня из дробленого бетона**

Показатели			
Гранулометрический состав			
Размер отверстий сит, мм	частный остаток, %	полный остаток, %	
80	-	-	
40	7,2	7,2	
20	40,8	48,0	
10	34	82	
5	17	99	
менее 5	1,0	100	
Свойства продукта	Размер фракции, мм		
	20-40	10-20	5-10
Содержание зерен пластинчатой и игловатой формы, %	17,1	18	12
Марка прочности по дробимости в цилиндре: потеря массы, %	17,5	19,8	22
марка щебня по прочности	600	400	400
Водопотребность, %	5,6	6,65	7,8
Плотность, г/см <sup>3</sup>	2,41	2,4	2,3

Прочностные свойства щебня, отобранного из разных мест, достаточно близки и находятся в диапазоне марок 300-400. Марка по прочности, равная 600, получена только для фракции 20-40 мм при переработке плит перекрытий. Как правило, прочностные свойства

нового щебня ниже, чем у исходного природного щебня в бетоне разрушенных зданий. В проведенных исследованиях средняя плотность изменялась в пределах 2,1-2,4 г/см<sup>3</sup> (2,41 г/см<sup>3</sup> для марки 600).

На малопрочном щебне из фундаментных блоков получены низкие значения насыпной плотности: от 1055 до 1151 кг/м<sup>3</sup>, по сравнению с природным щебнем из известняков и гравия. Марка по прочности на истираемость в полочном барабане не превышала И2. Истираемость фракции 5-10 мм, определяемая потерей массы в процентах, составляет 31%, а для фракции 10-20 мм - 32%.

Щебень из дробленого бетона имеет ряд неоспоримых преимуществ. Прежде всего, его стоимость примерно в 1,5-2,5 раза ниже, чем природного щебня за счет исключения таких переделов производства, как добыча горной массы, транспортирование ее на фабрики, многоступенчатое дробление и рассев для получения стандартных фракций. К полезным свойствам можно отнести и наличие обволакивающего зерна природного щебня цементного и цементно-песчаного раствора, а также контактной зоны между ними, состоящей преимущественно из кристаллов портландита, этtringита и карбонатов кальция. Наличие цементного камня в щебне из бетона способствует улучшению сцепления заполнителя с цементным камнем.

Щебень из дробленого бетона активно влияет на формирование как структуры цементного камня в бетоне, так и плотной контактной зоны между цементным камнем и заполнителем. Это связано прежде всего с тем, что заполнитель, обладающий повышенной водопотребностью и водопоглощением, а следовательно, повышенной пористостью в начальный период, поглощает воду из бетонной смеси. При этом изменяются реологические свойства смеси вследствие перераспределения воды между твердой, жидкой и газообразной фазами. После схватывания и образования капиллярно-пористой структуры цементного камня происходит отсасывание воды из пор заполнителя в твердеющий цементный камень. Таким образом, формирование цементного камня в этом случае происходит при пониженном водосодержании, что определенно способствует повышению прочности и стойкости бетона. Повышенная водопотребность щебня из дробленого бетона обуславливает необходимость применения суперпластифицирующих добавок. Однако введение добавки С-3 приводит к удлинению начального периода формирования структуры, что необходимо учитывать в процессе производства, особенно при тепловлажностной обработке.

С помощью математического метода планирования эксперимента получен оптимальный режим тепловлажностной обработки бетонов на щебне из бетонного лома с добавкой С-3, при котором сведены к минимуму деструктивные процессы и не наблюдается снижение прочности по отношению к бетону без добавки. В качестве основных факторов выбраны предварительная выдержка бетона перед пропарив-

ванием, скорость подъема температуры в камере, время и температура изотермического прогрева.

Условия опытов для оптимизации режимов тепловлажностной обработки приведены в табл. 2. Образцы-кубы с ребром 10 см пропаривали в лабораторной камере с автоматическим регулированием и испытывали через 12 ч после пропарки и на 27 сут нормального твердения.

Таблица 2

Условия кодирования переменных и интервалы варьирования факторов

Факторы	Верхний уровень	Нулевой уровень	Нижний уровень	Интервал варьирования
X1-время предварительной выдержки (T1)	5	3	1	2
X2-скорость подъема температуры (T2)	30	20	10	100
X3-время изотермического прогрева (T3)	9	75	3	3
X4-температура изотермического прогрева (T4)	90	6	60	15

Обработкой результатов эксперимента получены адекватные полиномиальные математические многофакторные модели второго порядка, описывающие изменения кубиковой прочности пропаренных образцов в зависимости от принятых переменных факторов.

В кодированных и натуральных значениях переменных это выглядит так:

через 12 ч после пропаривания

$$R = 26,2 + 0,8 X_1 - 0,29 X_2 + 0,64 X_3 - 1,2 X_3^2 - 1,9 X_4^2 + 0,9 X_1 X_4 - 0,9 X_3 X_4 + 1,4 X_1 X_2$$

через 27 сут нормального твердения после пропаривания

$$R = 33 + 0,52 X_1 - 0,7 X_2 - 1,74 X_4 + 0,9 X_2^2 - 1,2 X_3^2 - 0,31 X_4^2 + 0,54 X_1 X_3 - 1,02 X_3 X_4$$

Сравнительный анализ показал, что максимальная относительная погрешность между экспериментальными и расчетными значениями прочности пропаренных бетонов в различном возрасте не превышают 10%.

В натуральных значениях переменных математические модели бетонов на щебне из бетонного лома с добавкой С-3 имеют следующий вид:

через 12 ч после пропаривания

$$R = 41 - 3T_1 - 0,37T_2 + 3,49 T_3 + 1,54T_4 + 0,0031T_1^2 - 0,019T_2^2 + 0,14T_3^2 - 0,89T_4^2 + 0,051 T_1T_2 - 0,0039 T_1T_3 + 0,029 T_1T_4 - 0,0069 T_2T_4 - 0,019 T_3T_4$$

через 27 сут нормального твердения после пропаривания

$$R = 0,44 - 0,068 T_1 - 0,39T_2 - 0,16T_3 - 0,68T_4 - 0,039T_1^2 + 0,0079T_2^2 + 0,021T_3^2 - 0,0012 T_1T_2 + 0,109T_1T_3 - 0,0019T_1T_4 - 0,0048 T_3T_4$$

Анализ моделей показывает, что принятые к исследованию переменные факторы почти одинаково влияют на кубиковую прочность бетонов на щебне из бетона через 12 ч после пропаривания. Через 27 сут нормального твердения после пропаривания бетоны с добавками имеют равную или повышенную прочность при медленном подъеме температуры (T2) и при более низкой температуре изотермического прогрева по отношению к прочности контрольного бетона.

При увеличении времени предварительной выдержки, снижении скорости подъема температуры в камере, увеличении времени изотермического прогрева при относительно низкой температуре последнего прочность пропаренных бетонов, как правило, выше, однако надо учитывать при этом и совместное влияние переменных факторов. Анализ парных взаимодействий показывает, что совместное увеличение времени предварительной выдержки и скорости подъема температуры (T2), а также времени предварительной выдержки и температуры изотермического прогрева приводит к увеличению конечной прочности бетона. Напротив, совместное повышение скорости подъема температуры и температуры изотермического прогрева, а также продолжительности и температуры изотермического прогрева оказывает отрицательное влияние на прочность бетона на щебне из дробленого бетона с добавкой С-3.

С целью определения основных физико-механических показателей бетона с заполнителем из бетонного лома были исследованы три состава бетона (табл. 3), пропаренные по подобранным оптимальным режимам и характеризующиеся подвижностью П1с расходом цемента от 270 до 320 кг на 1 м<sup>3</sup> бетона. Расход суперпластификатора С-3 во всех составах был принят равным 0,6% от массы цемента.

Таблица 3

Составы и свойства бетонов с заполнителем из бетонного лома

Расход материалов, кг/м <sup>3</sup>					Марка цемента	Пористость, %	Прочность при сжатии, МПа
Цемент	Щебень	Песок	Вода	В/Ц			
271	939	887	176	0,65	400	15,5	25
264	941	891	176	0,67	500	15,6	30
324	922	896	176	0,65	500	15,4	40

Проведение попеременного замораживания и оттаивания по ускоренной методике вышеуказанных составов бетонов показало, что они соответствуют морозостойкости F15. Таким образом, данные, при-

веденные в табл. 3, свидетельствуют о том, что бетонный лом может служить эффективным заполнителем для бетонов классов по прочности до B30 включительно.

## В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

С.А. ПОДМАЗОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

### РОССИЙСКИЕ ЦЕМЕНТЫ И НОРМАТИВЫ, НА СООТВЕТСТВИЕ КОТОРЫМ ОНИ ВЫПУСКАЮТ

В 2007 г. в Российской Федерации было произведено 56 млн.т цемента. В дальнейшем для выполнения Национального проекта "Доступное и комфортное жилье", а также для других видов строительства рост потребности в цементе прогнозируется до уровня 80 млн. т уже к 2010 г.

Структура выпуска цемента до 90-х годов была направлена на увеличение их производства за счет применения минеральных добавок, в основном в виде шлака и трепела. После 90-х годов в стране произошло перераспределение структуры выпуска видов цемента в пользу увеличения доли бездобавочного цемента (обозначения ПЦ-ДО по ГОСТ 10178), что иллюстрируется табл. 1.

Таблица 1

Тип цемента по ГОСТ 10178	Доля в % по годам	
	1988	2004
	Изготовлено 137,7 млн.т	Изготовлено 45,5 млн.т
ПЦ-ДО	8,0	32,5
ПЦ-Д5-20	61,5	59,4
ШПЦ	26,0	5,0
Прочие	4,5	3,1

После 2004 г. началось движение в сторону увеличения доли выпуска цемента с добавками, т. е. в том числе увеличение объемов цемента ПЦ-Д20 и ШПЦ. Согласно евростандарту EN 197-1: 2000 "Цемент. Часть 1. Состав, технические требования и критерии соответствия для обычных цементов" (аналог в России ГОСТ 31108-2003 "Цементы общестроительные. Технические условия"), такие цементы обозначаются СЕМ II, СЕМ III, СЕМ IV.

В странах Евросоюза соотношение между различными видами цемента, определяемые потребностями рынка, также медленно меняются в пользу цемента с добавками (табл. 2).

Таблица 2

Тип цемента по EN 197-1	Содержание добавок, %	Доля в % по годам		
		1990	2000	2003
СЕМ I	0-5	45,0	35,3	31,9
СЕМ II	6-35	43,0	49,6	52,1
СЕМ III, IV, V	36-95	12,0	15,1	16,0

Как видно из табл.2, в настоящее время в странах Евросоюза примерно такое же соотношение между видами выпускаемых цемента, как и в России, если принимать за аналоги цемента ПЦ-ДО - цемент СЕМ I, а ПЦ-Д20 - СЕМ II.

В настоящее время цементные заводы выпускают цементы на соответствие требованиям ГОСТ 10178-85 "Портландцементы и шлакопортландцементы. Технические условия", и потребителю при отгрузке продукции выдают паспорт, где указана марка цемента (прочность) и средняя активность при пропаривании (характеристика активности при пропаривании необходима для заводов, выпускающих сборные железобетонные конструкции). Кроме того, в паспорте указано наличие или отсутствие минеральных добавок. Испытания цемента на соответствие требованиям ГОСТ 10178 проводятся по методикам согласно ГОСТ 310.

Лаборатории заводов товарного бетона или сборного железобетона при получении цемента для производства бетона могут проверить и нередко проверяют активность цемента не по ГОСТ 310, а непосредственно в бетоне. На одинаковом составе бетона при водоцементном отношении (В/Ц) равном 0,38 (Ц/В=2,63), что примерно соответствует величине В/Ц, подобранному в соответствии с методикой ГОСТ 310; лаборатория, как правило, проверяет активность цемента в бетоне одной видо-марки с одного завода-изготовителя. Например, испытания ряда партий цемента ПЦ 500-ДО Мальцовского завода в бетоне, выполненные на одном из предприятий товарного бетона в Москве, свидетельствуют, что разброс показателей прочности составляет почти 200 кгс/см<sup>2</sup>.

Таблица 4

Испытания по ГОСТ 30744 цемента СЕМ II/В-Ш-32.5Н		
Параметр	Среднее значение	Коэффициент вариации, %
Нормальная густота, %	24,86	1,6
В/Ц	0,5	0
Удельная поверхность, м <sup>2</sup> /кг - по Блейну - по Товарову	301,8 342	3,2
SO <sub>3</sub> , %	2,76	7,6
Добавка - шлак, %	27,4	4,6
Активность, МПа в 2-дн. возрасте, сжатие в 7-дн. возрасте, сжатие в 28-дн. возрасте, сжатие	11,5 21 34,1	6,0 6,0 3,6

Хотя и нельзя непосредственно соотнести активность цемента, определяемую в бетоне, с активностью цемента, полученной по методике ГОСТ 310, однако априори можно утверждать, что для ряда партий цемента разброс его прочности при испытании по ГОСТ 310 вряд ли будет ниже. Попутно можно отметить, что активность цемента, поставляемого в зимний период, выше. Только одна поставка (партия) цемента по активности не соответствует марке ПЦ 500, а в летний период времени 6 поставок (партий) цемента не соответствуют этой марке (~ 30%). Разброс по прочности (активности) цемента, однако, одинаков что зимой, что летом, при коэффициенте вариации 10,7-10,9 %. Результаты получены на одинаковых составах бетона и на сухих заполнителях (номинальный состав).

На заводах товарного бетона перед началом производства проводят подборы составов на все классы бетона, намеченные к выпуску. Заводские технологии располагают при этом только паспортными данными на этот цемент. Подбор состава ведется, принимая в расчет среднее значение активности цемента данной марки, которая указана поставщиком. Из-за колебаний прочности цементов технолог может лишь примерно представлять, соответствует ли приготовленный бетон требованиям по прочности. Корректировать же составы практически невозможно, так как бетонная смесь отправляется потребителю сразу же после изготовления, а проектная прочность бетона определяется лишь в возрасте 28 сут и может быть оценена либо по образцам на заводе по истечении этого срока, либо уже в готовой конструкции. И хорошо еще, если эта прочность окажется выше требуемой. А если ниже? Такое тоже нередко бывает.

В НИИЖБ были представлены результаты испытаний двух видов цемента Щуровского цементного завода, показатели качества которых были получены в июне - ноябре 2007 г.: ПЦ 400-Д20-Б (табл. 3) и СЕМ II/В-Ш-32.5Н (табл. 4).

Таблица 3

Испытания по ГОСТ 310 цемента ПЦ 400-Д20-Б		
Параметр	Среднее значение	Коэффициент вариации, %
Нормальная густота, %	24,27	1,8
В/Ц	0,38	1,6
Распływ конуса, мм	114	0,7
Удельная поверхность, м <sup>2</sup> /кг - по Блейну - по Товарову	313 345	3,4
SO <sub>3</sub> , %	2,72	6,9
Добавка - шлак, %	7,9	7,9
Активность, МПа пропаривание, изгиб пропаривание, сжатие в 3-дн. возрасте, изгиб в 3-дн. возрасте, сжатие в 28-дн. возрасте, изгиб в 28-дн. возрасте, сжатие	5,1 30,11 4,9 28 7,1 45,8	4,7 5,6 6,7 6,2 3,9 3,2

Как видно из табл. 3 и 4, коэффициенты вариации по прочности обоих цементов в 28-суточном возрасте весьма близки (3,2 и 3,6%). Это свидетельствует, о том что методики, указанные стандартами, не влияют на показатель однородности по прочности.

В настоящее время российская цементная промышленность намерена переходить на выпуск цементов, классифицируя их по ГОСТ 31108, где допускается и как бы утверждается диапазон изменения прочности в 20 МПа. Например, класс прочности СЕМ 32,5 от 32,5 до 52,5 МПа, класс прочности СЕМ 42,5 от 42,5 до 62,5 МПа. Эти разрешенные стандартами разбросы, как показано выше, создают значительные неудобства для производителей бетонных смесей на стадии подбора составов бетона заданной прочности и могут иметь следствием недостаточное обеспечение долговечности бетона.

Все заводы Евроцемента и Мордовцемента, а также другие заводы, как написано в их информации, в настоящее время переходят на выпуск цементов с показателями качества, соответствующими требованиям ГОСТ 31108-2003 "Цементы общестроительные. Технические условия", а испытания будут проводиться по методикам ГОСТ 30744-2001 "Цементы. Методы испытаний с использованием полифракционного песка".

Основные отличия испытаний по ГОСТ 30744 и ГОСТ 310 следующие:

- фиксированное водоцементное отношение 0,5 (в отличие от плавающего В/Ц по ГОСТ 310, которое назначается по определенному расплыву конуса в пределах 106-115 мм)
- при определении активности-прочности цемента использование полифракционного песка (в случае испытания по ГОСТ 310 применяется однофракционный Вольский песок)
- уплотнение и укладка цементно-песчаного раствора производится на столе с ударным воздействием вместо виброплощадки с частотой 3000 ± 200 кол/мин и амплитудой 0,35 мм (ГОСТ 310).

Все эти отличия в методах испытаний приводят к тому, что замеряемая активность цемента в ранние сроки и 28-суточном возрасте (при В/Ц, равном при-

мерно 0,4) по ГОСТ 30744 не аналогична активности, которую мы получаем, испытывая цементы по ГОСТ 310. Это подтверждается параллельными физико-механическими испытаниями по указанным двум ГОСТам, проведенными в лаборатории Щуровского цементного завода на одном и том же белом цементе, который классифицируется как ПЦБ 1-500-ДО по ГОСТ 10178-85 и СЕМ II по ГОСТ 31108-2003 (см. табл. 5).

Таблица 5

№ п/п	НГ,%	В/Ц	ГОСТ 310.4-81		ГОСТ 31108-2003	
			Активность, МПа		Активность, МПа при В/Ц=0,5	
			2 сут	28 сут	2 сут	28 сут
1	28,8	0,38	35,0	60,8	25,8	59,1
2	29,2	0,39	37,3	61,7	27,9	58,9
3	29,4	0,39	36,6	61,1	27,7	60,2
4	29,0	0,38	30,2	57,0	23,6	58,6
5	29,0	0,39	31,5	28,2	25,6	60,3
6	29,0	0,39	35,2	61,5	30,8	62,3
7	29,0	0,39	32,2	59,4	29,1	60,9
8	28,8	0,39	31,0	57,0	28,1	59,1
9	28,8	0,39	34,0	55,3	27,6	57,1
10	29,2	0,39	25,4	52,7	19,2	62,2
11	29,2	0,40	25,4	53,8	18,3	59,3
12	29,0	0,39	26,3	56,6	25,4	63,1
13	29,2	0,39	22,4	57,7	18,4	60,6
14	29,0	0,39	34,2	61,1	25,1	62,8
15	28,8	0,39	28,6	57,4	19,0	64,1
16	28,8	0,39	26,2	59,5	19,5	64,5
17	28,8	0,39	26,0	61,1	22,3	63,8

Следует обратить внимание на то, что при непосредственном В/Ц (по ГОСТ 310) и разнице в других параметрах при испытании цементов определить коэффициент перехода от активности цемента, полученной по методике ГОСТ 310 к активности цемента, полученной по методике ГОСТ 30744, не представляется возможным. Это наиболее значимый вывод. Можно утверждать, что одномоментный перевод классификации цементов с ГОСТ 10178-85 на ГОСТ 31108 при отсутствии коррекции между этими методами вызовет огромные технологические трудности на заводах как сборного железобетона, так и в производстве готовых бетонных смесей.

Историческая справка по Европе такая: каждая страна, входящая в Евросоюз, пользовалась национальными стандартами и одновременно пресстандартом EN197 (новый нынешний российский стандарт 31108) в течение 20 лет. И только в 2000 г. статус стандарта EN197 изменился, и (с определенными поправками) он превратился в действующий стандарт. Это подтверждает положение о том, что без переходного периода нельзя начинать выпускать цементы на соответствие ГОСТ 31108 вместо ГОСТ 10178.

Вторая проблема, на наш взгляд, заключается в том, что цементные заводы для повышения активности, получаемой в 28-суточном возрасте, стали увеличивать удельную поверхность. Если раньше мы имели цементы общестроительного назначения с удельной поверхностью в пределах 320-350 м<sup>2</sup>/кг, то сегодня заводы выпускают цементы с удельной поверхностью около 400 м<sup>2</sup>/кг и выше.

В настоящее время, испытывая цементы с удельной поверхностью до 350 м<sup>2</sup>/кг, мы видим, что прочность (активность) цемента как в 28-суточном возрасте, так и в более длительные сроки стабильно нарастает во времени. В случае высокой удельной поверхности контрольные образцы, изготовленные в лабораториях бетоносмесительных узлов, показывают прочность в 7-суточном возрасте, аналогичную прочности 28-суточного возраста, т. е. прирост прочности во времени отсутствует. Согласно требованиям ГОСТ 10178 и ГОСТ 31108, цементная промышленность отвечает только за прочность цемента 28-суточного возраста, забывая о том, что цемент – главный компонент бетона, отвечающий за его долговечность. Как пример можно взять цемент Мальцовского завода ПЦ500-ДО (удельная поверхность, по Товарову, лежит в пределах 400 м<sup>2</sup>/кг). В последнее время стало наблюдаться отсутствие набора прочности после 7-суточного возраста и снижение показателей морозостойкости бетона на этом цементе. Известно мнение специалистов, что для бетонов с определенными требованиями по морозостойкости удельная поверхность цемента должна ограничиваться величиной в пределах 350 м<sup>2</sup>/кг. На основании этого необходимо определить порог удельной поверхности цементов, так как практически все бетоны, используемые в России, должны обладать определенной морозостойкостью, что очевидно для ее холодного климата.

### Выводы

1. Необходим переходный период не менее 5-10 лет, в течение которого заводы-производители цемента должны поставлять каждую партию цемента с двумя паспортами: на соответствие ГОСТ 10178 и на соответствие ГОСТ 31108. Только в этом случае возможен более или менее безболезненный переход стройиндустрии на применение цементов, выпускаемых на соответствие требованиям ГОСТ 31108.
2. При разработке новой редакции определенных пунктов этого стандарта составителям следует рекомендовать дополнить раздел "Подтверждение соответствия уровня качества цемента" требованиями о необходимости определять коэффициент вариации прочности цемента на уровне не выше 6 % или в договоре на поставки цемента записать требование, чтобы в паспорте указывался коэффициент вариации по прочности каждой предыдущей партии.
3. Необходимо разработать стандартную методику определения морозостойкости цемента в бетоне и исследовать влияние параметров цемента, прежде всего тонкости помола, на морозостойкость бетона.

Редакция и редколлегия журнала "Бетон и железобетон", коллектив сотрудников Научно-исследовательского института бетона и железобетона – НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, Российская инженерная академия с глубоким прискорбием извещают, что 15 сентября 2008 г. после тяжелой болезни ушел из жизни главный редактор журнала, действительный член Российской инженерной академии, лауреат премий Правительства Российской Федерации, доктор технических наук, профессор **Роман Леонидович Серых**.

Роман Леонидович родился в 1940 г. в Ташкенте, окончил Ташкентский институт инженеров железнодорожного транспорта в 1965 г. по специальности инженер путей сообщения - строитель. Трудовую деятельность начал в должности строительного мастера, затем работал в проектных институтах Минэнерго СССР, Минсельстроя УзССР. Закончил аспирантуру Московского автомобильно-дорожного института по специальности строительные конструкции в 1972 г. Защитил кандидатскую диссертацию в 1974 г. на тему "Исследование напряженного состояния конструктивного керамзитобетона при неравномерном влажностном воздействии". С 1975 г. он работал в НИИЖБ Госстроя СССР вначале на должности старшего научного сотрудника, затем заведующего лабораторией, заместителя директора по научной работе, а в 1988 г. стал директором института. В 1986 г. он защитил докторскую диссертацию на тему "Прочность и деформации бетонов различных видов и конструкций при влажностных воздействиях".

Работая в лаборатории теории железобетона, вел исследования по прочности и развитию деформаций бетона различных видов при длительных воздействиях, что позволило решить ряд крупных проблем по оценке напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных конструкций в условиях длительного нагружения и влажностных воздействий. Предложенные им методики оценки ползучести и усадки бетона нашли свое отражение в государственных стандартах на методы испытаний. Методы учета влажностных воздействий позволили внести дополнения в нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций – СНиП 2.03.01-84\*, а также в развивающие его пособия. Особенности деформирования бетонов различных видов, приготовленных на многообразных традиционных и новых видах вяжущих, нашли свое отражение в соответствующих Рекомендациях по расчету и проектированию бетонных и железобетонных конструкций. В сотрудничестве со строительными организациями и проектными институтами были найдены рациональные области применения бетонов на шлакощелочных вяжущих, полимерсодержащих бетонов, специальных видов особо тяжелых и легких бетонов.

В течение длительного времени Р.Л. Серых руководил научным коллективом по использованию ячеистых бетонов в монолитном строительстве. Под его руководством выполнена работа по государственной программе "Монолит-90", завершившаяся возведени-

ем монолитных двухквартирных домов для сельской местности в различных регионах страны (Ростовская, Калининградская, Вологодская и Томская области).

Р.Л. Серых являлся председателем научного совета по выполнению Государственной научно-технической программы "Стройпрогресс-2000", в которой активное участие принимал созданный им творческий коллектив "Монолит". Разработанные под его руководством нормативно-технические документы были положены в основу монолитного домостроения с эффективными ограждающими конструкциями из ячеистого бетона, что позволило обеспечить снижение энергопотребления в этих видах зданий.

Обладея высокой эрудицией в области технологии и методов расчета бетонных и железобетонных конструкций, Р.Л. Серых активно участвовал в работе международных организаций: Европейского комитета по бетону (ЕКБ) и Международной федерации по предварительно напряженному железобетону (ФИП), он принимал участие в работе ряда международных конгрессов по актуальным вопросам расчета и проектирования конструкций из различных видов бетона.

Роман Леонидович являлся общепризнанным авторитетом в той части строительного материаловедения, которое занимается долговременными и конструкционными характеристиками современных бетонов. Его вклад в теорию железобетона и развитие нового поколения композитных материалов был заслуженно отмечен премиями Правительства Российской Федерации, многочисленными государственными наградами. Им было опубликовано более ста работ по разным вопросам исследования и применения строительных материалов и конструкций.

Многие годы Роман Леонидович трудился в НИИЖБ. Придя в институт старшим научным сотрудником и став впоследствии директором, о котором в сердцах большинства сотрудников сохранилась самая добрая память, он до последнего дня поддерживал творческие контакты с институтом, где вел исследовательскую работу в одной из его лабораторий.

В трудный период перестройки отечественной науки он возглавлял профильный отдел Министерства промышленности, науки и технологий Российской Федерации по финансированию и воплощению в жизнь важнейших народнохозяйственных проектов. При его непосредственном участии была создана и реализована научно-техническая программа "Стройпрогресс", возрождалась Российская академия архитектуры и строительных наук.

Р.Л. Серых являлся действительным членом Российской и Международной инженерной академий, профессором ведущих строительных институтов страны, заведовал кафедрой в Московском автомобильно-дорожном институте (Государственном техническом университете) – МАДИ.

Память о Ромane Леонидовиче Серых навсегда сохранится в сердцах всех, кто его знал, кто с ним работал.

---

---

## Вышли в свет:

---

---

### КНИГА ОБ ОСВОЕНИИ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА

**Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие).** М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Представлены способы возведения подземных сооружений, их использование в разных странах и регионах. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

### КНИГА ОБ УСИЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ

**Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами.** – М.: ОАО "Издательство Стройиздат", 2007. – 184 с.: ил.

Руководство по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Изложены основы проектирования и технологии внешнего армирования железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон. Даны основные положения по проектированию усиления изгибаемых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний.

Приведена технология усиления железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены вопросы качества выполнения работ, требования к исходным материалам и условиям проведения работ по усилению, а также требования по обязательному мониторингу усиливаемой конструкции. Проанализирован опыт работы по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Предназначено для инженерно-технических работников проектных и конструкторских организаций, занимающихся вопросами ремонта и реконструкции различных строительных объектов.

### КНИГА О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте:** Учебное пособие. – Тверь: Изд-во "Русская торговая марка", 2003. – 398 с.: ил.

В книге изложены основы проектирования и создания систем гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции.

Систематизированы и описаны опыт применения, новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ на подземных и заглубленных объектах строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ на различных объектах.

Книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта как инженерных, так и гражданских зданий и сооружений.

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

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

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

E-mail: [trhold@comail.ru](mailto:trhold@comail.ru)

---

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

Подписано в печать 26.09.08. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Почтовый адрес редакции  
125829, ГСП, Москва, Ленинградский проспект, 64, офис 309

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)

<http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. (495) 155-0345; 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9  
109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40