ISSN 2071-4726

Инженерно-строительный журнал

научно-прикладное издание

№7(51) октябрь-ноябрь 2014

СОБЫТИЯ

МАТЕРИАЛЫ

ТЕХНОЛОГИЯ

МЕТОДЫ

МОДЕЛИ

ТЕМА ВЫПУСКА:
СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ.
ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ
СТРОИТЕЛЬСТВА

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Инженерно-строительный институт
Курсы повышения квалификации и профессиональной переподготовки

195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,
тел/факс: 552-94-60, www.stroikursi.spbstu.ru,
stroikursi@mail.ru

Приглашает специалистов организаций, вступающих в СРО,
на курсы повышения квалификации (72 часа)

Код	Наименование программы	Виды работ*
Курсы по строительству		
БС-01-04	«Безопасность и качество выполнения общестроительных работ»	**п.1,2, 3, 5, 6, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14**
БС-01	«Безопасность и качество выполнения геодезических, подготовительных и земляных работ, устройства оснований и фундаментов»	**1,2,3,5**
БС-02	«Безопасность и качество возведения бетонных и железобетонных конструкций»	**6,7**
БС-03	«Безопасность и качество возведения металлических, каменных и деревянных конструкций»	**9,10,11**
БС-04	«Безопасность и качество выполнения фасадных работ, устройства кровель, защиты строительных конструкций, трубопроводов и оборудования»	**12,13,14**
БС-05	«Безопасность и качество устройства инженерных сетей и систем»	**15,16,17,18,19**
БС-06	«Безопасность и качество устройства электрических сетей и линий связи»	**20,21**
БС-08	«Безопасность и качество выполнения монтажных и пусконаладочных работ»	**23,24**
БС-12	«Безопасность и качество устройства мостов, эстакад и путепроводов»	**29**
БС-13	«Безопасность и качество выполнения гидротехнических, водолазных работ»	**30**
БС-14	«Безопасность и качество устройства промышленных печей и дымовых труб»	**31**
БС-15	«Осуществление строительного контроля»	**32**
БС-16	«Организация строительства, реконструкции и капитального ремонта. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика»	**33**
Курсы по проектированию		
БП-01	«Разработка схемы планировочной организации земельного участка, архитектурных решений, мероприятий по обеспечению доступа маломобильных групп населения»	**1,2,11**
БП-02	«Разработка конструктивных и объемно-планировочных решений зданий и сооружений»	**3**
БП-03	«Проектирование внутренних сетей инженерно-технического обеспечения»	**4**
БП-04	«Проектирование наружных сетей инженерно-технического обеспечения»	**5**
БП-05	«Разработка технологических решений при проектировании зданий и сооружений»	**6**
БП-06	«Разработка специальных разделов проектной документации»	**7**
БП-07	«Разработка проектов организации строительства»	**8**
БП-08	«Проектные решения по охране окружающей среды»	**9**
БП-09	«Проектные решения по обеспечению пожарной безопасности»	**10**
БП-10	«Обследование строительных конструкций и грунтов основания зданий и сооружений»	**12**
БП-11	«Организация проектных работ. Выполнение функций генерального проектировщика»	**13**
Э-01	«Проведение энергетических обследований с целью повышения энергетической эффективности и энергосбережения»	
Курсы по инженерным изысканиям		
И-01	«Инженерно-геодезические изыскания в строительстве»	**1**
И-02	«Инженерно-геологические изыскания в строительстве»	**2,5**
И-03	«Инженерно-гидрометеорологические изыскания в строительстве»	**3**
И-04	«Инженерно-экологические изыскания в строительстве»	**4**
И-05	«Организация работ по инженерным изысканиям»	**7**

***(согласно приказам Минрегионразвития РФ N 624 от 30 декабря 2009 г.)**

По окончании курса слушателю выдается удостоверение о краткосрочном повышении квалификации установленного образца (72 ак. часа)

Для регистрации на курс необходимо выслать заявку на участие, и копию диплома об образовании по телефону/факсу: 8(812) 552-94-60, 535-79-92, , e-mail: stroikursi@mail.ru.

Http://www.engstroy.spb.ru – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет. Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском

Инженерно-строительный журнал
научно-прикладное издание

ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

Учредитель и издатель:

Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227А

Главный редактор:
Вера Михайловна Якубсон

Научный редактор:
Николай Иванович Ватин

Литературный редактор:
Елена Викторовна Соболева

Установочный тираж 1000 экз.

Подписано в печать 21.11.14
Формат 60х84/8, усл. печ. л. 11.
Заказ №2368

Отпечатано в типографии СПбПУ.
СПб, ул. Политехническая, д. 29

Содержание

На обложке: строительство жилого комплекса «Новое Девяткино», Санкт-Петербург, Россия

Контакты:
Тел. +7(812)535-52-47 E-mail: engstroy@inbox.ru Web: Http://www.engstroy.spb.ru

Итоги конференции «Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения»

17 октября 2014 г. в Санкт-Петербургском государственном политехническом университете прошла юбилейная, пятая научно-практическая конференция «Обследование зданий и сооружений». В этом году конференции был присвоен статус международной: среди членов программного комитета и докладчиков были ученые и специалисты-практики из Польши, Финляндии, Латвии, Украины, Швеции, Венгрии.

Традиционно конференция началась с ключевого доклада д.т.н., профессора Западно-Померанского технологического университета Романа Болеславовича Орловича. Его доклад был посвящен обследованию деревянных конструкций, которому уделяется недостаточное внимание в российских нормативных документах (в частности, в ГОСТе по деревянным конструкциям всего несколько пунктов). Р.Б. Орлович сформулировал основные этапы обследования деревянных конструкций:

- определение зон наиболее вероятного биологического поражения (опорные участки балок, опорные узлы, сопряжения) и их обследование;
- оценка физико-технического состояния конструкций;
- определение влажности;
- диагностика дефектов резистографом (резистограмма определяется из сопротивления вращению тонкого сверла в конструкции);
- оценка прочности (лучший вариант – извлечение образцов-цилиндров на всю глубину конструкции);
- исследование балок на изгиб;
- влияние трещин на несущую способность – включает не только определение ширины раскрытия трещин, но и глубины (также извлечением цилиндрических образцов), а также мониторинг развития трещин.

Доклад Виталия Геннадьевича Котлова, к.т.н., доцента Поволжского государственного технологического университета, также был посвящен деревянным конструкциям, а точнее, металлическим соединениям в их составе. История эксплуатации деревянных конструкций с металлическими соединениями показывает, что постепенно древесина вокруг такого соединения – нагеля – начинает разрушаться.

Проведенное исследование показало, что основной причиной являются температурные нагрузки. При нагревании и охлаждении нагель нагревается и остывает значительно быстрее, чем деревянная часть конструкции. При этом влага конденсируется на нагеле, проникает в окружающую древесину и постепенно разрушает ее. В.Г. Котловым и соавторами был разработана математическая модель, описывающая этот процесс.

В других докладах рассматривались также металлические, каменные, бетонные и железобетонные конструкции. Один доклад был посвящен такому необычному для специалистов по обследованию материалу, как стекло. К.т.н., профессор Самарского государственного архитектурно-строительного университета Владимир Александрович Зубков рассказал об опыте обследования и испытания светопрозрачных конструкций. По его словам, стекло, также как и другие конструкции, может разрушаться от ветровых, температурных и других нагрузок. Кроме того, причиной разрушения стекла может быть неравномерное распределение напряжений закалки, т. е. неправильная технология производства материала. Так, например, В.А. Зубков описал случаи самопроизвольного разрушения конструкционного стекла в первые год-два эксплуатации. Причиной оказались твердые частицы сульфита меди, попавшие в стекло и ставшие эпицентрами разрушения. По мнению докладчика, стекло вполне можно применять как конструкционный материал, но при его использовании нужно соблюдать осторожность: основной проблемой является хрупкость стекла, также необходимо контролировать его прочность, хотя ГОСТом она не оговаривается.

Большое значение при обследовании зданий и сооружений имеет качество оснований и фундаментов. В частности, обследование свай, которому также было посвящено несколько докладов. Маттиас Граваре, инженер Palanalys AB (Швеция), посвятил свой доклад методам динамического испытания свай (в отечественной терминологии «испытания с применением волновой теории»). Целью такого мониторинга является определение реальной несущей способности сваи, а также ее сплошности. Например, он описал метод определения сплошности сваи по температуре: перед заливкой внутрь сваи опускают трос, на котором закреплены термодатчики.

Доклад Алексея Владимировича Улыбина, к.т.н., доцента Санкт-Петербургского политехнического университета, был посвящен собственному опыту определения несущей способности свай уже построенного здания. В частности, особое внимание он уделил определению длины свай в таких зданиях. Подробно об этой работе см.: Улыбин А.В., Зубков С.В., Федотов С.Д., Закревский А.Ю. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий // Инженерно-строительный журнал. 2014. №4(48). С. 17–27.

Особое место среди объектов обследования занимают промышленные и энергетические объекты. Они подвержены, помимо обычных нагрузок, еще и различным нестандартным воздействиям. Так, например, доклад Артема Владимировича Корсуна, к.т.н., доцента Донбасской национальной академии строительства и архитектуры, был посвящен инженерным сооружениям башенного типа – прежде всего, это трубы и градирни. Основной причиной разрушения инженерных сооружений докладчик считает нестабильные температурные условия эксплуатации. Резкие перепады температуры (более чем на 30 °С) приводят к образованию трещин в железобетонных конструкциях. Частой причиной разрушений является нарушение проектного температурно-влажностного режима: например, в трубах жилищно-коммунального хозяйства с «рваным» режимом работы. При снижении температуры газов, отводимых по трубам, на них происходит конденсация влаги, что также приводит к постепенной деградации материала.

Вячеслав Гедалиевич Штенгель, к.т.н., в.н.с. ВНИИГ им. Веденеева, рассказал об опыте обследования железобетонных конструкций, находящихся под действующими турбоагрегатами ГРЭС. Здесь также большую роль играют температурно-влажностные воздействия: низ колонны в подвальном помещении находится в холодных и влажных условиях, а верх – в условиях постоянного нагрева и вибрации. В связи с этой неравномерностью колонны покрываются микротрещинами. Сами по себе они неопасны, но через них в конструкцию проникает масло, действующее на конструкцию губительно. Масло, проникая через трещины и швы, может достичь арматуры и даже проникнуть за нее.

Сергей Александрович Старцев, генеральный директор «БиоспейсСтрой», высказал предположение, что природа разрушения бетона маслом – биологическая. В своем докладе он привел примеры воздействия различных кислот, выделяемых микроорганизмами при жизнедеятельности, на строительные материалы. В частности, в лабораторных условиях янтарная кислота приводит к полной перекристаллизации известковой штукатурки и известкового кладочного раствора.

В.М. Якубсон

doi: 10.5862/MCE.51.1

Влияние граничных условий на берегах трещины на процесс разрушения поликристаллической пьезокерамики

Аспирант И.В. Ивашов;
к. ф.-м. н., доцент А.С. Семенов,
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Аннотация. В настоящее время стремительно развивается мониторинг целостности конструкций и сооружений (structural health monitoring), средства и методы которого позволяют оценивать состояние элементов конструкции в реальном времени. Мониторинг проводится на основании данных, полученных от различных датчиков, большинство из которых сконструированы с использованием пьезоэлектрических материалов. Оценка ресурса и трещиностойкости поликристаллической пьезокерамики в настоящее время является не до конца решенной задачей.

В статье рассмотрены основные положения линейной электромеханики разрушения, параметры и критерии трещиностойкости. Основным отличием от линейной механики разрушения является необходимость учета диэлектрической проницаемости среды внутри трещины, а также сил кулоновского взаимодействия берегов трещины. Рассмотрены различные виды граничных условий на берегах трещины и предложены эффективные алгоритмы их численной реализации.

В статье представлены результаты конечноэлементного моделирования эксперимента, проведенного на компактных пьезоэлектрических образцах. Выполнен анализ влияния граничных условий на берегах трещины на параметры трещиностойкости. Произведено сравнение различных критериев трещиностойкости с экспериментальными данными.

Ключевые слова: пьезоэлектричество; трещина; разрушение

Введение

В XIX веке для оценки степени поврежденности колес железнодорожного состава использовался звук, возникающий при ударе молотка о колесо. В XX веке для оценки работоспособности генераторов использовался метод вибродиагностики [1], на основе которого разработаны некоторые современные методы диагностики состояния объекта [2]. Однако современные методы проектирования и оценки ресурса [3, 4], несмотря на свой высокий уровень развития, не всегда обладают способностью учесть все потенциальные механизмы разрушения. В настоящее время в связи с повышением сложности инженерных конструкций, стремлением к уменьшению уязвимости ответственных объектов крупных мегаполисов в условиях техногенных и природных катаклизмов наблюдается повышенный интерес к разработке различных методов оценки работоспособности конструкций, которые сформировали отдельную отрасль – мониторинг целостности конструкций (structural health monitoring) [5, 6].

Мониторингом целостности конструкций принято называть процесс выявления повреждений в конструкции. Повреждением в данном контексте является необратимое изменение свойств материала и/или геометрии системы, которое негативно влияет на ее работоспособность. Процесс мониторинга включает в себя наблюдение за системой с помощью данных, полученных с набора датчиков, выделение нужных характеристик и статистическую оценку полученных данных. Таким образом, мониторинг дает информацию о работоспособности конструкции в процессе ее строительства и эксплуатации. Также имеется возможность быстро оценить степень поврежденности конструкции в случае землетрясений, тайфунов, взрывов и других экстремальных ситуаций.

В качестве характерных примеров реализации мониторинга целостности уникальных конструкций могут быть упомянуты следующие.

- Система мониторинга мостов Цинма (рис. 1), Тинг Кау и Кап Шуй Мун в Гонконге [6] (Wind and Structural Health Monitoring System, WASHMS) стоимостью 1,3 млн. долларов. Система состоит из более 1500 датчиков, включающих в себя акселерометры, тензодатчики, датчики перемещений, датчики угла наклона, ветромеры, температурные датчики, а также датчики динамической оценки нагрузки.
- Система мониторинга моста Рион-Андирион в Греции, состоящая из более чем 100 датчиков.

- Система мониторинга телебашни Гуанчжоу – второй по высоте телебашни в мире (610 м), построенной в 2009 году – включает в себя более 600 датчиков на несущей конструкции и около 100 сенсоров на антенной части [6].
- Мечеть аль-Харам в Саудовской Аравии оснащена более чем 600 датчиками, установленными в основании и колоннах сооружения.

а)

б)

Рисунок 1. Мост Цинма в Гонконге: а – внешний вид; б – места расположения датчиков [6]

В настоящий момент для производства датчиков широко используются пьезоэлектрические материалы [7]. Основными отличительными особенностями пьезодатчиков (ПД), предопределившими их широкое применение на практике, являются [8]:

- высокая надежность;
- малые массогабаритные показатели;
- высокая радиационная стойкость;
- стойкость к действию различных агрессивных сред;
- высокая термостойкость: для марок пьезокерамики ЦТС, ПКР работоспособность сохраняется при температурах до 300–400 °С, марки на основе кобальта способны выдерживать температуру более 700 °С;
- возможность использования непосредственно без дополнительных кинематических связей с объектом измерения;
- отсутствие тока и связанных с этим тепловыделений в диапазоне инфранизких частот, что обеспечивает взрывобезопасность.

Поликристаллическая пьезокерамика, являющаяся наиболее характерным примером рассматриваемого класса материалов, находит все более широкое применение в современной технике, что в сочетании с ее повышенной хрупкостью приводит к необходимости проведения детального анализа прочности и трещиностойкости элементов подобных конструкций. Проблема формулировки критерия разрушения в условиях совместного действия механических нагрузок и электрического воздействия до сих пор не получила исчерпывающего решения. В данной работе на основе сопоставления результатов расчетов с экспериментами делается попытка учесть электропроницаемость пространства внутри трещин и оценить степень влияния максвелловских напряжений на берегах трещины на трещиностойкость пьезокерамических материалов.

1. Методы анализа трещиностойкости пьезокерамических материалов

В данной работе при анализе трещиностойкости пьезокерамических материалов рассматриваются энергетические критерии механики разрушения, учитывающие влияние электрического поля как на величину трещинодвижущей силы, так и на вид граничных условий на берегах трещины. При формулировке критерия разрушения пьезокерамических материалов возникают вопросы выбора критериальной характеристики напряженно-деформируемого и полевого состояний (скорость освобождения полной энергии и/или ее отдельных составляющих – механической, электрической, инвариантные контурные интегралы, комбинации коэффициентов интенсивности), определяющей условия реализации докритического и критического роста трещины.

Основой для формулировки критерия разрушения поликристаллической пьезокерамики являются известные из литературы результаты экспериментов [9–15] при комбинированном электромеханическом воздействии, которые указали на трудности использования единого критерия во всех рассмотренных случаях. В данном исследовании делается попытка введения подобного единого универсального критерия путем учета электропроницаемости пространства между берегами трещины.

1.1. Коэффициенты интенсивности напряжений

Механические и электрические поля обладают одинаковой асимптотикой при приближении к вершине трещины (рис. 2) [16]. Математические выражения асимптотических разложений для тензора напряжений $\boldsymbol{\sigma}$, вектора электрических смещений $\mathbf{D}$, вектора перемещений $\mathbf{u}$ и электрического скалярного потенциала φ в окрестности вершины трещины определяются в полярных координатах (r,θ) уравнениями:

$$\boldsymbol{\sigma}(r,\theta)=\frac{1}{\sqrt{2\pi r}}\left[K_I\mathbf{f}^I(\theta)+K_{II}\mathbf{f}^{II}(\theta)+K_{III}\mathbf{f}^{III}(\theta)+K_{IV}\mathbf{f}^{IV}(\theta)\right], \quad (1)$$

$$\mathbf{D}(r,\theta)=\frac{1}{\sqrt{2\pi r}}\left[K_I\mathbf{g}^I(\theta)+K_{II}\mathbf{g}^{II}(\theta)+K_{III}\mathbf{g}^{III}(\theta)+K_{IV}\mathbf{g}^{IV}(\theta)\right], \quad (2)$$

$$\mathbf{u}(r,\theta)=\sqrt{\frac{2r}{\pi}}\left[K_I\mathbf{d}^I(\theta)+K_{II}\mathbf{d}^{II}(\theta)+K_{III}\mathbf{d}^{III}(\theta)+K_{IV}\mathbf{d}^{IV}(\theta)\right], \quad (3)$$

$$\varphi(r,\theta)=\sqrt{\frac{2r}{\pi}}\left[K_I v^I(\theta)+K_{II}v^{II}(\theta)+K_{III}v^{III}(\theta)+K_{IV}v^{IV}(\theta)\right]. \quad (4)$$

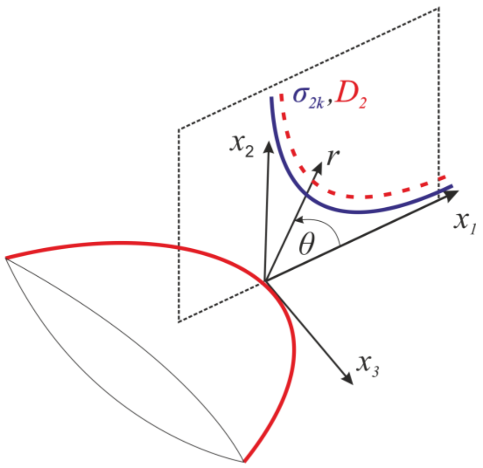


Рисунок 2. Сингулярные поля в окрестности фронта трещины

Механические напряжения (1) и компоненты вектора диэлектрических смещений (2) имеют сингулярность вида $1/\sqrt{r}$. Компоненты вектора перемещений (3) и электрический потенциал (4) характеризуются зависимостью вида $\sqrt{r}$. Угловые функции $\mathbf{f}^N, \mathbf{g}^N, \mathbf{d}^N, v^N$ зависят только от параметров материала. К механическим коэффициентам интенсивности напряжений K_I, K_{II}, K_{III} добавляется коэффициент интенсивности диэлектрических смещений K_{IV}, который характеризует сингулярность компонент вектора диэлектрических смещений в вершине трещины. Формулы (1)–(4) показывают, что существует взаимное влияние механических и электрических величин в вершине трещины.

1.2. Трещинодвижущая сила

Изменение полной (электрической и механической) потенциальной энергии $\Delta\Pi$ в теле при подрастании трещины, приводящем к возникновению новой поверхности разрушения Δa, представляет собой трещинодвижущую силу G (скорость освобождения энергии) и определяется равенством

$$G = -\lim_{\Delta a \to 0} \frac{\Delta \Pi}{\Delta a} = -\frac{d\Pi}{da} = G_m^I + G_m^{II} + G_m^{III} + G_e. \quad (5)$$

При использовании линейных моделей материала зависимость между трещинодвижущей силой и коэффициентами интенсивности $\mathbf{K} = \{K_{II}, K_I, K_{III}, K_{IV}\}^T$ выглядит следующим образом [17]:

$$G = \frac{1}{2}\mathbf{K}^T \cdot \mathbf{Y}(C, e, \kappa)\mathbf{K}, \quad (6)$$

где матрица $\mathbf{Y}$ зависит от упругих C, электрических κ и пьезоэлектрических e модулей и направления поляризации.

1.3. Критерии трещиностойкости для пьезоматериалов

Традиционно используемый в механике энергетический критерий начала роста трещины

$$G = G_c, \quad (7)$$

в котором

$$G = \frac{1}{2}\left(Y_{22}K_I^2 + 2Y_{24}K_I K_{IV} + Y_{44}K_{IV}^2\right), \quad (8)$$

приводит к значительному расхождению прогнозов и результатов экспериментов [9–15].

Предложенный в работе [9] критерий

$$G_m = G_c, \quad (9)$$

основанный только на рассмотрении механической составляющей G_m: $G = G_m + G_e$, позволяет получить хорошее совпадение с рядом экспериментов [9, 15]. G_m вычисляется на основе выражения:

$$G_m = \frac{1}{2}\left(Y_{22}K_I^2 + Y_{24}K_I K_{IV}\right). \quad (10)$$

Нелинейные критерии механики разрушения при комбинированном электромеханическом воздействии, а также определяющие уравнения нелинейного поведения пьезоэлектрических материалов и методы их интегрирования представлены в работах [18–22].

1.4. Формулировка краевой задачи пьезоэлектричества

Для определения механических и электрических полей, а также соответствующих коэффициентов интенсивности $K_I, K_{II}, K_{III}, K_{IV}$ необходимо получить решение связанной краевой задачи пьезоэлектричества, формулировка которой в дифференциальной форме включает в себя:

- *уравнения равновесия* (статический случай):

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{f}_V = 0 \;; \quad (11)$$

- *уравнение Гаусса (одно из уравнений Максвелла в электростатическом случае)*

$$\nabla \cdot \mathbf{D} = q_V; \quad (12)$$

- *кинематические соотношения (случай малых деформаций)*

$$\boldsymbol{\varepsilon} = (\nabla \mathbf{u})^S; \quad (13)$$

- *определение скалярного потенциала (позволяет автоматически удовлетворить уравнению Фарадея)*

$$\mathbf{E} = -\nabla \varphi, \quad (14)$$

а также *определяющие уравнения* линейного пьезоэлектрического материала

$$\boldsymbol{\sigma} = {}^4\mathbf{c}^E \cdot\cdot\, \boldsymbol{\varepsilon} - {}^3\mathbf{e}\cdot\mathbf{E}, \qquad (15)$$

$$\mathbf{D} = {}^3\mathbf{e}\cdot\cdot\,\boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\kappa}^e\cdot\mathbf{E}. \qquad (16)$$

Выше введены обозначения: $\mathbf{f}_V$ – вектор объемных сил; q_V – объемная плотность электрических зарядов (которая в большинстве ситуаций для пьезоэлектрических тел равна нулю); ${}^4\mathbf{c}^E$ – тензор модулей упругости (4-го ранга); $\mathbf{e}$ – тензор пьезоэлектрических модулей (3-го ранга); $\boldsymbol{\kappa}^e$ – тензор модулей диэлектрической проницаемости (2-го ранга). 22 скалярных линейных уравнения (11)–(16) содержат 22 неизвестные скалярные функции (компоненты тензоров и векторов $\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\varepsilon}, \mathbf{u}, \mathbf{D}, \mathbf{E}$, а также скаляр φ).

При решении краевых задач для ограниченных областей в качестве граничных условий на внешней поверхности тела рассматриваются уравнения:

$$\mathbf{n}\cdot\boldsymbol{\sigma}\big|_{S_\sigma} = \mathbf{f}_S, \qquad (17)$$

$$\mathbf{n}\cdot\mathbf{D}\big|_{S_D} = -q_S, \qquad (18)$$

$$\mathbf{u}\big|_{S_u} = \mathbf{u}_S, \qquad (19)$$

$$\varphi\big|_{S_\varphi} = \varphi_S, \qquad (20)$$

где поверхность $S = \partial\Omega$, ограничивающая тело $\Omega \in \mathbf{R}^3$, может быть представлена в виде $S = S_\sigma \bigcup S_u$ ($S_\sigma \bigcap S_u = \varnothing$), для электрических граничных условий имеется другое независимое разбиение границы $S = S_D \bigcup S_\varphi$ ($S_D \bigcap S_\varphi = $); $\mathbf{n}$ – вектор внешней единичной нормали к S; $\mathbf{f}_S, q_S, \mathbf{u}_S, \varphi_S$ – заданные функции координат. На электродах, запитываемых генераторами электрического напряжения, задаются постоянные (по пространству) потенциалы φ_S, которые допускают зависимость от времени. На электродах, запитываемых генераторами электрического тока, значения постоянных потенциалов φ_S неизвестны. Для их определения используется дополнительное равенство, выражающее условие заданного на электроде суммарного электрического заряда Q (или тока $I = \dfrac{dQ}{dt}$): $\int_{S_\varphi} \mathbf{n}\cdot\mathbf{D}\,dS = Q$. Условия симметрии имеют вид $\mathbf{n}\cdot\mathbf{D}\big|_{S_{D\,SYM}} = 0$, $\mathbf{n}\cdot\mathbf{u}\big|_{S_{u\,SYM}} = 0$, $\mathbf{n}\cdot\boldsymbol{\sigma}\times\mathbf{n}\big|_{S_{\sigma\,SYM}} = 0$.

В двумерном случае для решения краевых задач пьезоэлектричества для тел с относительно простой геометрией, содержащих трещины, используются комплексные переменные [16–17]. В общем случае для тел с нетривиальной геометрией применяются численные методы.

На практике широкое распространение получили вариационные формулировки краевой задачи (11)–(20), используемые для получения решения на основе метода конечных элементов. При применении в качестве базовых независимых переменных вектора перемещений $\mathbf{u}$ и скалярного электрического потенциала φ вводится следующая вариационная формулировка (слабая форма):

$$\int_V \left(\boldsymbol{\sigma}\cdot\cdot\,\delta\boldsymbol{\varepsilon} - \mathbf{D}\cdot\delta\mathbf{E}\right)dV = \int_V \left(\mathbf{f}_V\cdot\delta\mathbf{u} - q_V\delta\varphi\right)dV + \int_S \left(\mathbf{f}_S\cdot\delta\mathbf{u} - q_S\delta\varphi\right)dS, \qquad (21)$$

где предполагаются выполненными равенства $\delta\boldsymbol{\varepsilon} = \left(\nabla\delta\mathbf{u}\right)^S$ и $\delta\mathbf{E} = -\nabla\delta\phi$, а также определяющие уравнения (15)–(16). Естественные граничные условия (17)–(18) получаются следствием вариационного принципа (21), в то время как существенные граничные условия (19)–(20) должны выполняться независимо и задаваться дополнительно.

1.5. Граничные условия на берегах трещины в пьезоэлектриках

В данной работе рассматриваются различные способы учета электропроницаемости трещины и предлагаются различные подходы к их численной реализации для получения единого критерия трещиностойкости пьезокерамических материалов. Традиционно в качестве граничного условия на берегах трещины (Γ_1 и Γ_2) при расчете трещиностойкости пьезоэлектриков используется условие равенства нулю нормальной компоненты вектора диэлектрических смещений

$$D_n\big|_{\Gamma_{1,2}} = 0 \qquad (22)$$

или условие равенства на противоположных берегах значений скалярных потенциалов

$$\varphi\big|_{\Gamma_1} = \varphi\big|_{\Gamma_2}. \qquad (23)$$

Оба условия соответствуют моделям ***непроницаемой*** и ***проницаемой*** трещины. В реальности среда между берегами трещины обладает конечной диэлектрической проницаемостью, что может быть учтено на основе аналогии с моделью плоскопараллельного конденсатора и записано для моды раскрытия I в виде нелинейного граничного условия для ***полупроницаемой*** трещины:

$$D_n\big|_{\Gamma_{1,2}} = -\kappa_c \frac{\Delta\varphi}{\Delta u_n}, \qquad (24)$$

где $\Delta\varphi = \varphi\big|_{\Gamma_2} - \varphi\big|_{\Gamma_1}$ – разность потенциалов между берегами трещины; $\Delta u_n = u_n\big|_{\Gamma_2} - u_n\big|_{\Gamma_1}$ – относительное смещение берегов трещины по нормали; κ_c – диэлектрическая проницаемость среды между берегами трещины. Впервые такое граничное условие было введено китайскими учеными Hao и Shen [23]. Затем в работе Landis [24] оно было дополнено учетом сил кулоновского взаимодействия берегов трещины, которое может быть введено в модель посредством задания нормальных компонент тензора напряжений на берегах трещины, свободных от внешних механических воздействий:

$$\sigma_{nn}\big|_{\Gamma_{1,2}} = \frac{1}{2}\kappa_c \left(\frac{\Delta\varphi}{\Delta u_n}\right)^2. \qquad (25)$$

Касательные напряжения при этом предполагаются равными нулю.

Условия (22) и (23) могут быть получены частными случаями (24) при $\kappa_c = 0$ и $\kappa_c \to \infty$.

В работе [25] были получены коэффициенты интенсивности для трещины Гриффитса с использованием двух вариантов граничных условий:

- полупроницаемая трещина (24) с учетом кулоновского взаимодействия (25) и
- полупроницаемая трещина (24) со свободными берегами трещины (без учета от максвелловских напряжений):

$$\sigma_{nm}\big|_{\Gamma_{1,2}} = 0. \qquad (26)$$

Различия в коэффициентах интенсивности получились порядка 10 %, что указывает на необходимость использования условия (25) при проведении расчетов в особо ответственных случаях.

Ниже рассматриваются два метода численной реализации нелинейного граничного условия (24), ориентированные на выполнение конечно-элементных расчетов пьезокерамических объектов с трещинами в конечноэлементном пакете ANSYS. Диэлектрическая проницаемость материала трещины κ_c считается достаточно малой в сравнении с диэлектрической проницаемостью пьезоэлектрика $\kappa = 10 \div 1000\ \kappa_c$, деформации в расчетах предполагаются малыми. В идеализированном варианте в качестве κ_c может быть выбрана величина, соответствующая воздуху, однако, как показано в работе [27], наличие шероховатости приводит к повышению указанного значения.

2. Численная реализация граничных условий

2.1. Метод простой итерации

На первом шаге решается краевая задача с граничным условием $D_n = 0$ (непроницаемая трещина $\kappa_c = 0$). На последующих шагах используется граничное условие:

$$D_n^{(i+1)} = -\kappa_c \frac{\Delta\varphi^{(i)}}{\Delta u_n^{(i)}}, \tag{27}$$

где i – номер итерации. Вычисления $D_n^{(i+1)}$ с использованием (27) проводятся для каждого узла конечно-элементной сетки на берегах трещины на основе значений $\varphi^{(i)}$ и $u_n^{(i)}$, полученных на предшествующей итерации. Метод достаточно хорошо сходится при малых значениях κ_c, но при значениях порядка $10^{-2}\kappa$ схема перестает работать.

2.2. Метод секущих

На первых двух шагах решаются задачи для проницаемой и непроницаемой трещин с граничными условиями: $D_n = 0$ ($\kappa_c = 0$) и $\Delta\varphi = 0$ ($\kappa_c \to \infty$). На последующих шагах используется рекуррентная формула, соответствующая методу секущих:

$$D_n^{(i+1)} = D_n^{(i)} - \left[1 + \kappa_c \frac{\left(\Delta u_n^{(i-1)}\Delta\varphi^{(i)} - \Delta u_n^{(i)}\Delta\varphi^{(i-1)}\right)}{\left(\Delta u_n^{(i)}\right)^2 \left(D_n^{(i)} - D_n^{(i-1)}\right)}\right]^{-1} \left(D_n^{(i)} + \kappa_c \frac{\Delta\varphi^{(i)}}{\Delta u_n^{(i)}}\right). \tag{28}$$

Метод хорошо сходится при значениях $\kappa_c < 10^{-2}\kappa$, при более высоких значениях κ_c невязка метода существенно возрастает.

2.3. Моделирование среды внутри трещины дополнительным материалом

Наряду с использованием специальных граничных условий (24) и (25) на берегах трещины для полупроницаемой трещины рассматривался также альтернативный подход, связанный с отказом от рассмотрения берегов трещины в качестве внешних границ тела и введением нового материала для учета диэлектрических свойств пространства внутри трещины. Упругие модули данного материала выбирались весьма малыми (E_c~10^{-6}E). Основным преимуществом метода является отсутствие необходимости решения нелинейной задачи, в отличие от случаев использования граничных условий (24) и (25), а также избежание усложненных процедур расчета при многоосном комбинированном нагружении.

3. Результаты конечно-элементных расчетов с использованием модели полупроницаемой трещины

Объектом исследования трещиностойкости являлся компактный образец, для которого выполнялось сравнение результатов конечно-элементных расчетов с данными эксперимента. В работе [9] представлены результаты экспериментов на разрушение компактных образцов, выполненных из поликристаллической пьезокерамики PZT-4. Образцы подвергались комбинированному непропорциональному электромеханическому нагружению (рис. 3), поляризация материала производилась перпендикулярно берегам начальной трещины. При разрушении образцов были получены данные, соответствующие критическим электрическим и механическим нагрузкам. Образец помещался в емкость с силиконовым маслом. На основании этих данных с помощью метода конченых элементов при использовании метода секущих для реализации граничного условия (24) были найдены коэффициенты интенсивности напряжений и электрического смещения. Также были подобраны значения нагрузки на берегах трещины, соответствующие условию (25).

Конечно-элементная модель, представляющая собой верхнюю половину образца с граничными условиями симметрии, представлена на рисунке 4. В описании эксперимента [9] указано, что все образцы имели два пропила: один выполнен пилой толщиной 0.46 мм, второй выполнен алмазной пилой, толщина которой в описании экспериментов не указана. В соответствии с [14] толщина алмазной пилы берется 120 мкм. Пропилу в конечно-элементной модели соответствует материал с диэлектрической проницаемостью $2.5\,\kappa_0$ (на рисунке 4 обозначен красным цветом). Вблизи вершины трещины в модели введен дополнительно идеальный вырез длиной 10 мкм для строгого обеспечения характера сингулярности соответствующему теоретическому представлению (1)–(4). Используемые в расчетах константы материала PZT-4 даны в таблице 1.

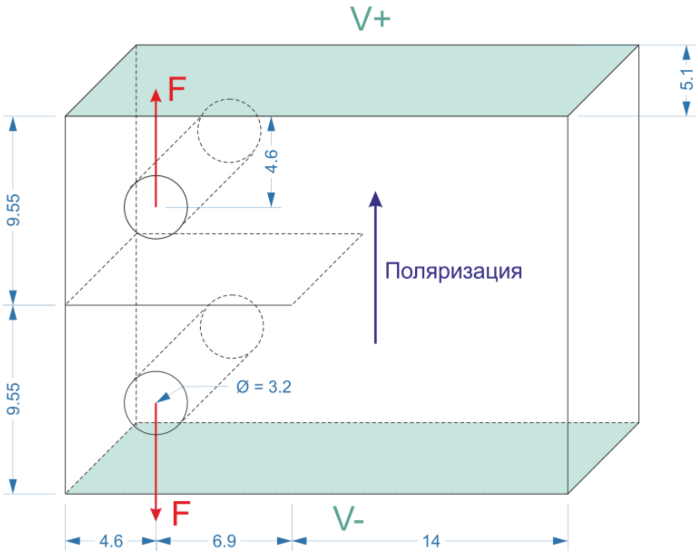


Рисунок 3. Схематическое представление экспериментов анализа трещиностойкости компактных образцов [9] при комбинированном электромеханическом нагружении. Все размеры указаны в мм. Рассматривались различные комбинации механического (F) и электрического (V) воздействий

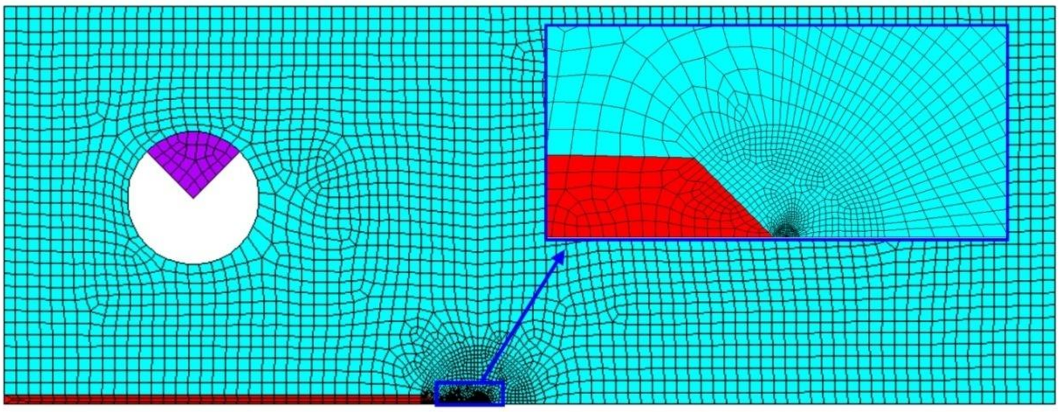


Рисунок 4. Конечно-элементная модель компактного образца

Таблица 1. Константы материала PZT-4 [9]

Упругие постоянные ($H/м^2$)				
C_{11}	C_{12}	C_{13}	C_{33}	C_{44}
$13.9\cdot10^{10}$	$7.78\cdot10^{10}$	$7.43\cdot10^{10}$	$11.3\cdot10^{10}$	$2.56\cdot10^{10}$
Пьезоэлектрические константы (Кл/м^2)			**Диэлектрическая проницаемость (Кл/Вм)**	
e_{31}	e_{33}	e_{15}	ε_{11}	ε_{33}
-6.98	13.84	13.44	$6.00\cdot10^{-9}$	$5.47\cdot10^{-9}$

На рисунке 5 показаны результаты конечно-элементного моделирования разрушения компактных образцов при различных заданных уровнях электрического воздействия и соответствующие им уровни критических (разрушающих) значений механической нагрузки. Точки соответствуют расчетным значениям K_I и K_{IV}, полученным на основе конечно-элементных решений краевых задач с заданными уровнями электрических и механических воздействий, при которых в эксперименте наблюдалось разрушение образцов. Расчеты выполнялись для модели полупроницаемой трещины для различных значений проницаемости трещины и различных вариантов граничных условий. Варианты непроницаемой и проницаемой трещины рассматривались частными случаями полупроницаемой трещины при $\kappa_c = 0$ и $\kappa_c \to \infty$. На рисунке 5 также показаны немаркированными сплошными линиями прогнозы критериев $G_m = G_c$ (9) и $G = G_c$ (7).

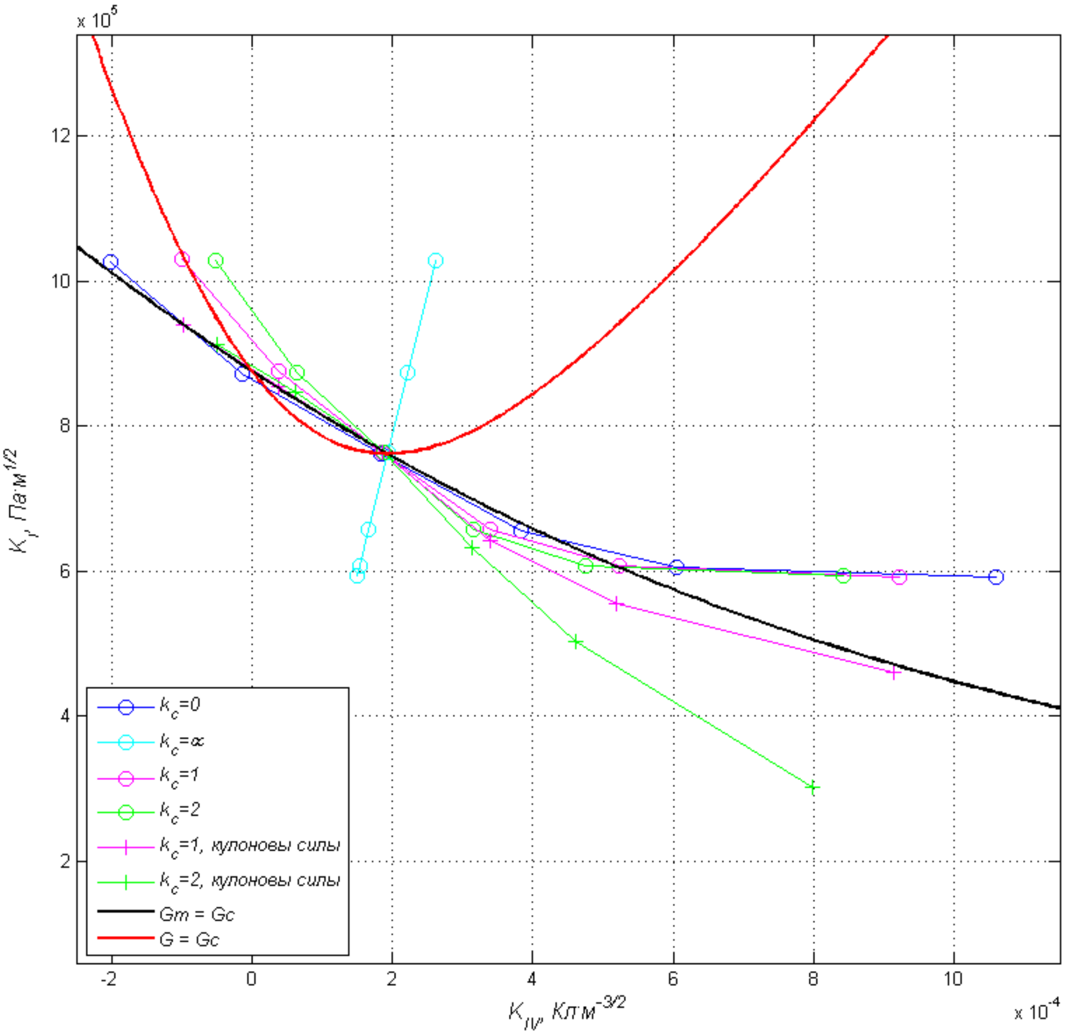


Рисунок 5. Сравнение критериев трещиностойкости для различных значений диэлектрической проницаемости материала трещины κ_c

Из рисунке 5 видно, что график при $\kappa_c = 0$ (непроницаемая трещина) достаточно хорошо совпадает с критерием $G_m = G_c$ (9) (гипербола на плоскости $K_I - K_{IV}$). Аналогичный вывод был сделан в работе [9] при рассмотрении только непроницаемых трещин. Следует отметить, что правая часть графика, там где внешняя механическая нагрузка достаточно мала, а электрическая велика, значительно отклоняется от критерия (9). Учет наличия максвелловских напряжений (кулоновых сил) с помощью граничного условия (25) при $\kappa_c = 1$ дает лучшее приближение к критерию $G_m = G_c$.

Таким образом, учет кулоновых сил может быть необходим при больших значениях внешних электрических нагрузок. Такой же вывод делается в аналогичных работах, где рассматриваются другие виды испытаний на разрушение, например в работе [26].

Еще одним важным вопросом является выбор значения диэлектрической проницаемости среды внутри трещины. В работе [27] рассматривается случай частичного контакта шероховатых берегов трещины (crack bridging), что значительно изменяет эффективное значение проницаемости среды.

Применение критерия $G = G_c$ (7) демонстрирует значительное отличие от результатов эксперимента и более низкую точность в сравнении с критерием (9). Однако полученный вывод требует дальнейшей экспериментальной и теоретической проверки.

Выводы

Выполнено сравнение различных критериев разрушения пьезокерамических материалов при комбинированном электромеханическом нагружении для модели полупроницаемой трещины с данными экспериментальных исследований. Рассмотрены различные виды граничных условий на берегах трещины: выполнен вариативный учет проницаемости среды внутри трещины, а также учет наличия максвелловских напряжений (сил кулоновского взаимодействия берегов трещины). Сравнение результатов конечно-элементного расчета с данными эксперимента по разрушению компактных образцов показало, что учет проницаемости трещины и наличия максвелловских напряжений позволяет получить хорошее совпадение с критерием $G_m = G_c$, основанным на рассмотрении только механической составляющей скорости освобождения энергии.

Литература

1. Dawson B. Vibration condition monitoring techniques for rotating machinery // The Shock and Vibration Digest. 1976. No. 8(12). Pp. 3–8.

2. Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Васкевич В.М., Рыжиков В.Ю. Оценка надёжности эксплуатации зданий и сооружений по методикам возникновения риска их неработоспособных состояний // Инженерно-строительный журнал. 2012. №7(33). С. 76–88.

3. Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учётом коррозионных повреждений // Инженерно-строительный журнал. 2012. №7(33). С. 32–42.

4. Солдатенко Т.Н. Модель остаточного ресурса инженерных систем с высоким уровнем износа // Инженерно-строительный журнал. 2012. №6 (32). С. 64–72.

5. Богоявленская В.А., Матвеенко В.П., Шардаков И.Н., Цветков Р.В. Моделирование в системах мониторинга механического поведения инженерных сооружений и природных объектов // VI Сессия Научного совета РАН по механике: материалы Всероссийской конференции, Барнаул, Белокуриха, 26–31 июля 2012. С. 38–39.

6. Ni Y.Q., Wong K.Y., Xia Y. Health checks through landmark bridges to sky-high structures // Advances in Structural Engineering. 2011. Vol. 14. No. 1. Pp. 103–119.

7. Матвеенко В.П., Клигман Е.П., Юрлов М.А., Юрлова Н.А. Моделирование и оптимизация динамических характеристик smart-структур с пьезоматериалами // Физическая мезомеханика. 2012. Т.15. №1. С. 75–85.

8. Бобцов А.А., Бойков В.И., Быстров С.В., Григорьев В.В. Исполнительные устройства и системы для микроперемещений. СПб.: СПБГУ ИТМО, 2011. 131 с.

9. Park S.B., Sun C.T. Fracture criteria for piezoelectric ceramics // Journal of the American Ceramic Society.1995. Vol. 78(6). Pp. 1475–1480.

10. Tobin A.G., Pak Y.E. Effect of electric fields on fracture behavior of PZT ceramics // Proceedings of SPIE Int. Soc. Opt. Eng.1993. No. 1916. Pp. 78–86.

11. Fu R., Zhang T. Y. Effects of an electric field on the fracture toughness of poled lead zirkonate titanate ceramics // Journal of the American Ceramic Society. 2000. No. 83(5). Pp. 1215–1218.

12. Schneider G.A., Heyer V. Influence of the electric field on Vickers indentation crack growth in BaTiO3 // Journal of the European Ceramic Society. 1999. No. 19. Pp. 1299–1306.

13. Wang H., Singh R. N. Crack propagation in piezoelectric ceramics: effects of applied electric fields // Journal of Applied Physics. 1997. No. 81(11). Pp. 7471–7479.

14. Jelitto H., Keßler H., Schneider G. A., Balke H. Fracture behavior of poled piezoelectric PZT under mechanical and electrical loads // Journal of the European Ceramic Society. 2005. No. 25. Pp. 749–757.

15. Gehrig F., Jelitto H., Schneider G.A. Fracture criterion for a conducting crack in poled PZT-PIC 151 investigated by stable crack growth // Acta Materialia.2008. No. 56. Pp. 222–229.

16. Партон В.З., Кудрявцев Б.А. Электромагнитоупругость пьезоэлектрических и электропроводных тел. М.: Наука, 1988. 470 с.

17. Suo Z., Kuo C.M., Barnett D.M., Willis J.R. Fracture mechanics for piezoelectric ceramics //Journal of the Mechanics and Physics of Solids.1992. No. 40. Pp. 739–65.

18. Уистрайх К.Б., Семёнов А.С., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения пьезокерамических образцов при комбинированном электромеханическом нагружении // Морские Интеллектуальные Технологии. 2011. №3. С. 96–100.

19. Семёнов А.С., Бальке Х., Мельников Б.Е. Моделирование поликристаллической пьезокерамики методом конечно-элементной гомогенизации // Морские Интеллектуальные Технологии. 2011. №3. С. 109–115.

20. Semenov A.S., Liskowsky A.C., Balke H. Return mapping algorithms and consistent tangent operators in ferroelectroelasticity // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2010. Vol. 81. Pp. 1298–1340.

21. Semenov A.S., Kessler H., Liskowsky A., Balke H. (2006). On a vector potential formulation for 3D electromechanical finite element analysis // Communications in Numerical Methods in Engineering. 2006. Vol. 22. Pp. 357–375.

22. Semenov A.S., Liskowsky A.C., Neumeister P., Balke H. Effective computational methods for the modeling of ferroelectroelastic hysteresis behavior // In: Kuna M., Ricoeur A. Proceedings of the IUTAM “Multiscale Modelling of Fatigue, Damage and Fracture in Smart Materials, held in Freiberg, Germany, September 1-4, 2009. 2011. Vol. 24. Pp. 43–53.

23. Hao H., Shen Z.Y. A new electric boundary condition of electric fracture mechanics and its applications // Engineering Fracture Mechanics.1992. No. 47(6). Pp. 793–802.

24. Landis C.M. Energetically consistent boundary conditions for electromechanical fracture // International Journal of Solids and Structures.1992. No. 41. Pp. 6291–6315.

25. Ricoeur A., Kuna M. Electrostatic tractions at crack faces and their influence on the fracture mechanics of piezoelectrics // International Journal of Fracture. 2009. No. 157. Pp. 3–12.

26. Li Q., Ricoeur A., Kuna M. Coulomb traction on a penny-shaped crack in a three dimensional piezoelectric body // Archive of Applied Mechanics. 2011. No. 81. Pp. 685–700.

27. Neumeister P., Jurisch M., Jelitto H., Enger A.R., Schneider G.A., Balke H. (2013). Effective permittivity of air-filled cracks in piezoelectric ceramics due to crack bridging // Acta Materialia. 2013. No. 61. Pp. 1061–1069.

Илья Владимирович Ивашов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(950)0323148; эл. почта: i.ivashov55@gmail.com

Артем Семенович Семенов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(905)2721188; эл. почта: Semenov.Artem@googlemail.com

doi: 10.5862/MCE.51.2

Влияние вязкости нефтепродуктов на деформативные свойства бетона

Д.т.н., заведующий кафедрой А.П. Свинцов;
к.т.н., доцент Ю.В. Николенко;
к.т.н., доцент М.И. Харун;
ассистент А.С. Казаков,
Российский университет дружбы народов

Аннотация. Представлены результаты исследования влияния нефтепродуктов, пропитывающих бетон, на его деформативные свойства. На предприятиях нефтепереработки, машиностроения, энергетики широко применяются технологии с использованием нефтепродуктов, которые систематически попадают на несущие бетонные и железобетонные конструкции: фундаменты под оборудование, колонны, подкрановые балки, перекрытия. Железобетонные резервуары для хранения нефтепродуктов также подвержены негативному воздействию и требуют повышенного внимания при обеспечении эксплуатационной безопасности. Нефтепродукты, пропитывающие бетонные и железобетонные конструкции отрицательно влияют на их прочностные и деформативные характеристики. Это связывают с изменением процесса гидратации цемента, а также с изменением структуры бетона. Прочностные и деформативные характеристики бетона изменяются из-за гидравлического давления нефтепродуктов, находящихся в его порах, на скелет цементного камня. В этом аспекте ключевое значение имеет пористость бетона как фактор проницаемости для нефтепродуктов.

Одним из важнейших факторов, влияющих на физико-механические характеристики пропитанного нефтепродуктами бетона, является их вязкость. В настоящее время описание физико-механических характеристик бетонных и железобетонных конструкций и прогнозирование их изменения базируются на данных эмпирических исследований и формулировке на их основе математических моделей. Имеющиеся рекомендации по оценке деформативных свойств пропитанного нефтепродуктами бетона не в полной мере учитывают влияние их вязкости. Это сдерживает решение задач по прогнозированию поведения конструкций в эксплуатационных условиях для обеспечения безопасности промышленных зданий.

Предложено математическое описание изменения деформаций в зависимости от условной вязкости пропитывающих нефтепродуктов, величины осевой нагрузки и класса бетона. Полученные результаты позволяют давать оценку изменения деформативных характеристик несущих бетонных и железобетонных конструкций промышленных зданий, где в технологических процессах используются нефтепродукты.

Ключевые слова: бетон; деформации; нефтепродукты; вязкость; напряжения; цементный камень

Введение

Одной из особенностей функционирования многих промышленных зданий является использование в технологических процессах нефтепродуктов, которые систематически попадают на несущие бетонные и железобетонные конструкции, пропитывают их, что приводит к существенному ухудшению физико-механических характеристик.

В процессе пропитывания бетона нефтепродукты заполняют его поры и различные микротрещины. При осевом нагружении бетона нефтепродукты, как несжимаемые жидкости, передают возникающие усилия на стенки скелета бетонного камня. Это оказывает дополнительное влияние на процесс формирования как продольных (параллельных оси приложения нагрузки), так и поперечных деформаций.

Несмотря на наличие исследований о влиянии нефтепродуктов на физико-механические свойства пропитанного ими бетона, существует необходимость в оценке и учете вязкости нефтепродуктов при анализе деформативных характеристик бетона. Это позволит разрабатывать мероприятия по обеспечению безопасного функционирования промышленных зданий применительно к конкретным условиям эксплуатации.

Анализ состояния вопроса

Несущие бетонные и железобетонные конструкции промышленных зданий нефтеперерабатывающего, топливно-энергетического комплексов, предприятий машиностроения, эксплуатации автотранспортных средств и др. в процессе эксплуатации подвержены влиянию нефтепродуктов. Это приводит к существенному ухудшению их первоначальных физико-механических характеристик и деформативных свойств. Негативное воздействие нефтепродуктов на бетон и железобетон обусловливает увеличение вероятности появления и развития деструктивных процессов и разрушения несущих конструкций промышленных зданий.

Изменению деформаций бетона и железобетона под влиянием различных факторов посвящены исследования, результаты которых представлены в работах [1–3]. В указанных публикациях приведены выявленные особенности усадочных деформаций бетона, в том числе вызванные его ползучестью. Однако закономерностей формирования деформаций бетона, пропитанного нефтепродуктами, в указанных исследованиях не выявлено.

В работах Н.М. Васильева [4, 5] выявлены особенности влияния нефтепродуктов на деформативные свойства бетона. При этом рассмотрено воздействие только масла И-20, в то время как на несущие конструкции систематически попадают и другие нефтепродукты, имеющие различную вязкость.

А.А. Воробьевым и Саидом Мохамадом выполнены исследования влияния минерального масла И-30, топочного мазута, дизельного топлива, осветительного керосина, бензина А-80 на некоторые деформативные свойства бетона [6, 7]. В результате исследования установлено, что при сжимающем нагружении продольные деформации пропитанного машинным маслом бетона по сравнению с контрольным уменьшаются, а поперечные возрастают.

В работе В.В. Пермяковой, Н.А. Лебедевой, О.А. Пожитковой [8] выявлены особенности структурных изменений в бетонных и железобетонных конструкциях, находящихся под воздействием отработанного минерального масла. Показано, что физико-механические свойства бетона и железобетона в значительной степени отличаются от показателей бетона, пропитанного свежим минеральным маслом.

Ю.Ф. Юсуповой исследованы вопросы эксплуатационных характеристик бетона при воздействии минеральных масел на железобетонные конструкции. Акцентировано внимание на том, что отработанное минеральное масло более агрессивно по отношению к бетону по сравнению с неотработанным [9]. Отработанное минеральное масло имеет вязкость, отличающуюся от свежего масла. В этой связи целесообразно рассматривать изменение физико-механических свойств бетона в аспекте влияния вязкости нефтепродуктов и величины напряжения при осевом сжатии.

В работе А.А. Воробьева и А.С. Казакова [10] отмечено влияние нефтепродуктов на прочностные и деформативные свойства бетона. Однако вопросы выявления зависимости деформаций бетона при осевом сжатии от вязкости пропитывающих нефтепродуктов не рассмотрены.

Исследованием А.А. Воробьева, Ю.К. Басова [11] установлено, что при осевой кратковременной сжимающей нагрузке пропитавшие бетон нефтепродукты передают распор на цементный камень, что способствует более интенсивному развитию деформаций.

В работе Хешама Диаба [12] показано, что агрессивность нефтепродуктов приводит к снижению сопротивления сжатию для обычного бетона на 17 %, а для высокопрочного – на 11,8 %. Это свидетельствует о том, что пропитавшие бетон нефтепродукты существенно снижают его прочность на сжатие.

Нефтепродукты оказывают негативное воздействие и на цементное тесто, предназначенное для использования в нефтяных скважинах [13, 14]. Исследованиями установлено, что бетон в начальном состоянии работает в упругой фазе с большой уплотняемостью. Механическое поведение бетона зависит от гидравлического давления нефтепродуктов, находящихся в порах, на скелет цементного камня.

Анализу пористости и проницаемости бетона посвящено исследование [15]. Выявлено, что пористость и проницаемость бетона играют ключевую роль в сопротивлении воздействиям агрессивной среды. Однако особенности агрессивного влияния нефтепродуктов на физико-механические характеристики бетона не выявлены.

Исследование ухудшения и изменения физико-механических характеристик бетона, пропитанного нефтепродуктами, выполненное М.А. Матти [16], позволило выявить увеличение динамического модуля упругости бетона, пропитанного сырой нефтью, на 8–10 % по сравнению с контрольными образцами, а пропитанного водой – на 10–15 %.

Негативное воздействие нефтепродуктов на физико-механические и деформативные характеристики бетона и железобетона исследованы в аспекте обеспечения работоспособности нефтехранилищ [17, 18, 19]. Указанными исследованиями выявлены наименее неблагоприятные воздействия нефтепродуктов на днища резервуаров. В результате обследования технического состояния резервуаров для хранения нефти установлено, что за период эксплуатации, превышающий нормативный более чем в два раза, физический износ бетонных и железобетонных конструкций, расположенных ниже уровня налива нефти, составляет 25–28 % [20]. Такая сохраняемость обусловлена высокой плотностью бетона.

Анализ результатов исследований, представленных в источниках научно-технической информации, показывает, что влияние вязкости нефтепродуктов на деформативные свойства пропитываемого бетона в настоящее время исследовано не в полной мере, а рекомендованные ранее эмпирические формулы учитывают только напряжение. Это сдерживает решение задач по прогнозированию поведения бетонных конструкций, пропитанных нефтепродуктами в конкретных условиях эксплуатации.

Методы исследования

Исследование выполнено на основе анализа, обобщения и оценок экспериментальных данных о влиянии нефтепродуктов на физико-механические свойства бетона и строительного цементно-песчаного раствора. Количество исследуемых образцов определено в соответствии с планом эксперимента: контрольные образцы – по 3 единицы из бетона и из цементно-песчаного раствора; пропитанные нефтепродуктами – по 5 единиц для каждого. Образцы из бетона и цементно-песчаного раствора в течение пяти месяцев пропитывались нефтепродуктами с различной условной вязкостью: керосином осветительным (1,1 °Е), дизельным топливом (1,3 °Е), минеральным маслом И-30 (15 °Е), мазутом топливным М-40 (26 °Е). Условная вязкость указанных нефтепродуктов принята по справочным таблицам [21]. В рамках экспериментального исследования определены: коэффициент поперечной деформации ($\nu=\varepsilon_{\text{поп.}}:\varepsilon_{\text{прод.}}$), дифференциальный коэффициент поперечной деформации ($\Delta\nu=\Delta\varepsilon_{\text{поп.}}:\Delta\varepsilon_{\text{прод.}}$), удельные поперечные деформации ($\Delta\varepsilon_{\text{поп.}}:\Delta P$ или $\Delta\varepsilon_{\text{поп.}}:\Delta\sigma$), изменение внешнего объема бетона образца ($\Theta = 2\varepsilon_{\text{поп.}}-\varepsilon_{\text{прод.}}$) и изменение внешнего объема на каждой ступени нагружения ($\Delta\Theta = 2\Delta\varepsilon_{\text{поп.}}-\varepsilon_{\text{прод.}}$).

Математическая обработка данных выполнена с использованием методов теории вероятностей и математической статистики [22].

На основе рангового анализа выявлена возможность статистически значимого сравнения данных экспериментальных исследований, полученных в разные годы [1–4, 6]. Закономерности изменения продольных и поперечных деформаций установлены с использованием регрессионного анализа.

Использование указанных методов исследования позволило получить статистически значимые результаты в доверительных интервалах оценки.

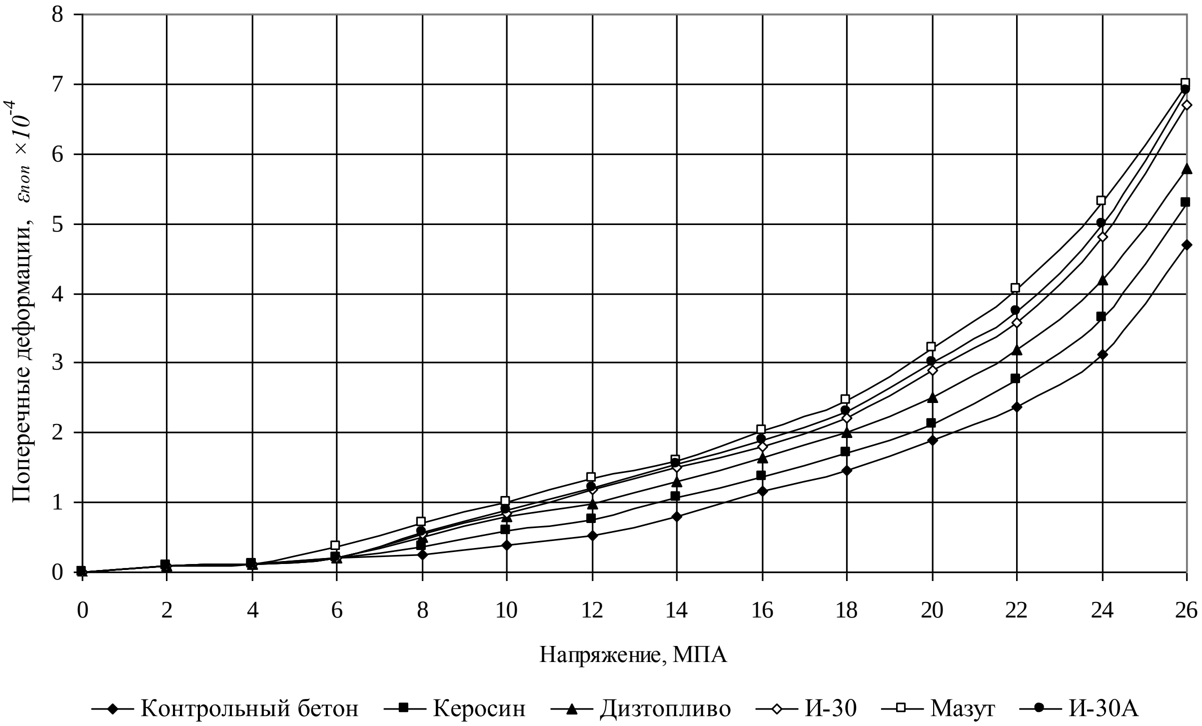
Результаты и их обсуждение

Важным фактором, влияющим на физико-механические характеристики бетона, является вязкость пропитывающих его нефтепродуктов. На рисунке представлены диаграммы изменения деформаций бетона, пропитанного различными нефтепродуктами.

Анализ диаграмм показывает, что нефтепродукты, пропитывающие бетон, оказывают существенное влияние на его деформативные свойства. При осевом сжатии с ростом напряжения поперечные и продольные деформации увеличиваются и в контрольных, и в пропитанных нефтепродуктами образцах.

Установлено, что при напряжении, равном 0,3 R_b, у бетона, пропитанного минеральным маслом И-30, коэффициент поперечной деформации в среднем на 72 % больше, чем у непропитанного; дифференциальный коэффициент поперечной деформации на 57 % больше; удельные поперечные деформации на 78 % больше; объемные деформации на 158 % меньше;

изменение объема на каждой ступени нагружения на 32 % меньше; модуль упругости бетона, пропитанного маслом И-30, на 21 % больше по сравнению с контрольным бетоном.



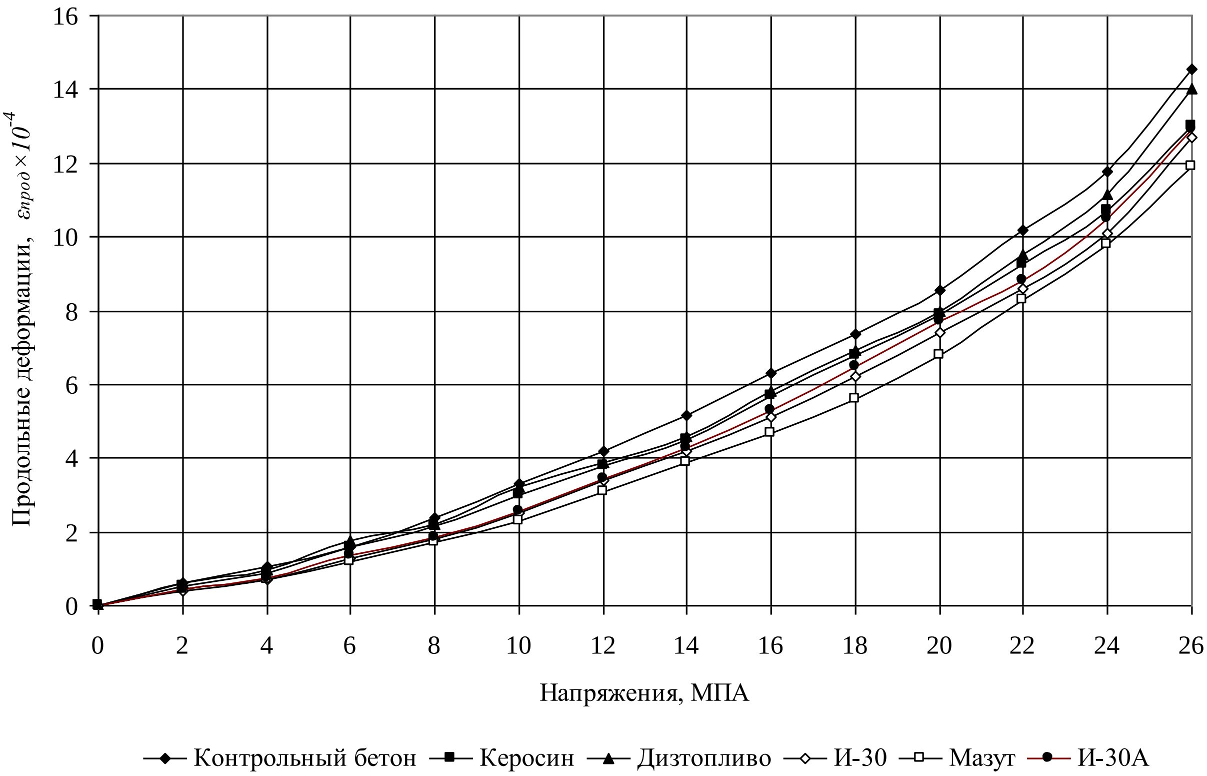


Рисунок. Изменение поперечных и продольных деформаций бетона, пропитанного различными нефтепродуктами

Поперечные деформации образуются вследствие того, что нефтепродукты как несжимаемые жидкости, расположенные в порах бетона, передают воспринимаемое ими давление во всех направлениях, включая поперечное. В поперечном направлении образцов давление создает распор, приводящий к разрушению скелета цементного камня. Увеличение деформаций бетона с повышением вязкости пропитывающих нефтепродуктов объясняется большей скоростью их перемещения в порах бетона и передачи энергии на скелет цементного камня.

Продольные деформации при осевом сжатии бетона обусловлены тем, что нефтепродукты как несжимаемые жидкости, находящиеся в порах, совместно со скелетом бетона воспринимают часть нагрузки на себя и сдерживают образование деформаций в продольном направлении.

Указанные изменения строительных свойств бетонных и железобетонных конструкций необходимо учитывать при проектировании несущих элементов промышленных зданий, где в технологических процессах используются нефтепродукты, для предотвращения преждевременных и непредвиденных разрушений, а также возникновения чрезвычайных ситуаций.

На основе экспериментальных данных разработаны эмпирические математические модели изменения поперечных и продольных деформаций в зависимости от относительного уровня напряжений и условной вязкости нефтепродуктов.

Регрессионные модели изменения деформаций пропитанного нефтепродуктами бетона при осевом статическом нагружении имеют вид:

а) для поперечных деформаций:

$$\lg \varepsilon_{поп} = \frac{\sigma_{отн} - 2{,}732 + 0{,}094 \lg(^{\circ} ВУ)}{0{,}576}; \quad (1)$$

б) для продольных деформаций:

$$\lg \varepsilon_{прод} = \frac{\lg \sigma_{отн} + 0{,}276\,(^{\circ} ВУ)^{-0{,}0152}}{5{,}988\,(^{\circ} ВУ)^{-0{,}0125}}, \quad (2)$$

где $\sigma_{отн}$ – относительный уровень статического напряжения, доли единицы; $\varepsilon_{поп}$, $\varepsilon_{прод}$ – относительные поперечные и продольные деформации, доли единицы; (° *ВУ*) – величина условной вязкости, градусы Энглера (° Е).

Анализ результатов расчетов по (1) и (2) и сравнение их с экспериментальными данными показывают, что разработанные эмпирические формулы с точностью ±3–4 % и коэффициентами детерминации $R^2_{поп} = 0{,}947$ и $R^2_{прод} = 0{,}963$ моделируют изменения, соответственно, поперечных и продольных деформаций пропитанного различными нефтепродуктами бетона при осевом статическом сжатии.

Анализ и сопоставление экспериментальных данных с результатами исследования Н.М. Васильева [5] и А.А. Воробьева, С. Мохамада [7] показывают, что при уровне значимости $\alpha = 0{,}95$ по критерию Спирмена выборки независимы, а по критерию Вилкоксона – однородны. Сравнение данных из исследований [5, 7] с результатами, полученными по (1) и (2), показывает, что ошибка результатов расчета не превышает 3–4 %, что вполне достаточно для выполнения инженерных работ. Это позволяет считать возможным применение разработанных эмпирических моделей для оценки изменения деформаций бетона, пропитанного нефтепродуктами с известной условной вязкостью, при его статическом сжатии.

Таким образом, разработанные эмпирические модели позволяют прогнозировать изменение поперечных и продольных деформаций бетона, пропитанного нефтепродуктами, в конкретных условиях эксплуатации при известных осевых статических нагрузках и классах бетона. Это дает возможность решать практические инженерные задачи обеспечения технической безопасности промышленных зданий с бетонными и железобетонными несущими конструкциями.

Заключение

При эксплуатации промышленных зданий предприятий автотранспорта, машиностроения, станкостроения, теплоэнергетики, нефтепереработки на несущие конструкции систематически попадают различные нефтепродукты и жидкости на их основе, применяемые в технологических процессах. Нефтепродукты, попадая на бетонные и железобетонные несущие конструкции, постепенно пропитывают их и негативно воздействуют на физико-механические характеристики, существенно ухудшая их относительно проектных (первоначальных) значений. Одним из негативных воздействий является изменение деформативных свойств бетона и железобетона.

Нефтепродукты в процессе пропитывания бетона заполняют его поры и микротрещины. При осевом нагружении нефтепродукты, как несжимаемые жидкости, передают возникающие усилия на скелет бетонного камня во всех направлениях.

Деформативные свойства пропитанного нефтепродуктами бетона зависят не только от класса бетона и напряжений из-за статической нагрузки, но и в значительной степени от вязкости нефтепродуктов.

Разработанные эмпирические модели позволяют прогнозировать изменение поперечных и продольных деформаций бетонных несущих конструкций, пропитанных нефтепродуктами и находящихся под воздействием статической нагрузки. Это необходимо для разработки научно обоснованных мероприятий по обеспечению условий безопасного функционирования промышленных зданий с учетом конкретных условий эксплуатации.

Литература

1. Maia L., Figueiras J. Early-age creep deformation of a high strength self-compacting concrete // Construction and Building Materials. 2012. Vol. 34. Pp. 602–610.
2. Darquennes A., Khokhar M.I.A., Rozière E., Loukili A., Grondin F., Staquet S. Early age deformations of concrete with high content of mineral additions // Construction and Building Materials. 2011. Vol. 25. Issue 4. Pp. 1836–1847.
3. Salau M.A. Long-term deformations of laterized concrete short columns // Building and Environment. 2003. Vol. 38. Issue 3. Pp. 469–477.
4. Васильев Н.М. Деформативность пропитанного нефтепродуктами бетона // Бетон и железобетон. 1988. №12. С. 10–11.
5. Васильев Н.М. Влияние минеральных масел на физико-механические свойства бетона и его защита. Дисс. ... к.т.н. М., 1966. 163 с.
6. Воробьев А.А., Саид Мохамад. Исследование объемных изменений в пропитанных нефтепродуктами растворе и бетоне при выдерживании на воздухе и в воде // Вестник Российского университета дружбы народов. Инженерные исследования. 2003. №2. С. 46–49.
7. Воробьев А.А., Саид Мохамад. Влияние нефтепродуктов на некоторые деформативные свойства бетона при кратковременном нагружении // Бетон и железобетон. 2003. №6. С. 18–20.
8. Пермякова В.В., Лебедева Н.А., Пожиткова О.А. Исследование состояния бетонных и железобетонных конструкций, подверженных воздействию отработанного масла // Известия Всероссийского научно-исследовательского института гидротехники им. Б.Е. Веденеева. 2000. Т. 237. С. 18–24.
9. Юсупова Ю.Ф. Влияние минеральных масел на эксплуатационные качества железобетонных конструкций // Известия КазГАСУ. 2008. №1(9). С. 137–140.
10. Воробьев А.А., Казаков А.С. Стойкость строительных конструкций при эксплуатации в промышленных зданиях при воздействии на них нефтепродуктов // Вестник российского университета дружбы народов. Инженерные исследования. 2010. №2. С. 32–35.
11. Воробьев А.А., Басов Ю.К. Деформации при кратковременном осевом сжатии пропитанного нефтепродуктами бетона // Конструкции из композиционных материалов. 2008. №4. С. 88–95.
12. Hesham Diab. Compressive strength performance of low- and high-strength concrete soaked in mineral oil // Construction and Building Materials. 2012. Vol. 33. Pp. 25–31.

13. Yurtdas I., Xie S.Y., Burlion N., Shao J.F., Saint-Marc J., Garnier A. Influence of chemical degradation on mechanical behavior of a petroleum cement paste // Cement and Concrete Research. 2011, Vol. 41. Issue 4. Pp. 412–421.

14. Zhang J., Weissinger E.A., Peethamparan S., Scherer G.W. Early hydration and setting of oil well cement // Cement and Concrete Research. 2010. Vol. 40. Issue 7. Pp. 1023–1033.

15. Kameche Z.A., Ghomari F., Choinska M., Khelidj A. Assessment of liquid water and gas permeabilities of partially saturated ordinary concrete // Construction and Building Materials. 2014. Vol. 65. Pp. 551–565.

16. Matti M.A. Effect of oil soaking on the dynamic modulus of concrete // International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete. 1983. Vol. 5. Issue 4. Pp. 277–282.

17. Crude oil tank bottom failure // Petroleum Review. 1987. Vol. 41. Issue 10. № 481. Pp. 36–36.

18. Wright R.N., Smith G. Oil storage tank collapsses // Oil and Gas Journal.1988. No. 46. Pp. 49-54.

19. Emery G. Tank-bottoms reclamation unit ipgraded to meet stricter rules // Oil and Gas Journal. 1993. Vol. 91. No. 15. Pp. 40–46.

20. Латыпов В.М., Бабков В.В., Вагапов Р.Ф., Шарипов Э.Х., Архипов В.Г. Долговечность конструкций железобетонных резервуаров для хранения сырой нефти // Бетон и железобетон. 2001. №6. С. 21–24.

21. Школьников В.М. Топлива. Смазочные материалы. Технические жидкости. Справочник. М.: Техинформ, 1999. 596 с.

22. Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика. М.: Юрайт: Высш. образование. 2009. 478 с.

Александр Петрович Свинцов, Москва, Россия
Тел. раб.: +7(905)5826910; эл. почта: svintsovap@rambler.ru

Юрий Васильевич Николенко, Москва, Россия
Тел. раб.: +7(495)9550830; эл. почта: yvnikolenko39@gmail.com

Махмуд Исхакович Харун, Москва, Россия
Тел. раб.: +7(495)9550830; эл. почта: miharun@mail.ru

Александр Саидович Казаков, Москва, Россия
Тел. раб.: +7(495)9550830; эл. почта: alexandre.kazakov@renault.com

doi: 10.5862/MCE.51.3

О влиянии суперпластификатора на эффективность противоусадочной добавки

Д.т.н., профессор Ю.Г. Барабанщиков;
студент А.А. Архарова;
студент М. В. Терновский,
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Аннотация. Проведены исследования усадки цементного камня с противоусадочной добавкой Estrifan Additive RCL и с той же добавкой в комплексе с суперпластификатором Muraplast FK48. В составе пасты использовались порошкообразные наполнители: зола уноса Рефтинской ГРЭС и микрокремнезем МКУ-85.

Установлено, что усадка цементного камня в присутствии противоусадочной добавки снижается независимо от наличия или отсутствия минеральных микронаполнителей. При этом сами наполнители не оказывают влияния на усадку. При содержании противоусадочной добавки более 2 % в начальном периоде твердения наблюдается расширение. Период расширения тем продолжительнее, а значение деформации расширения тем выше, чем выше дозировка добавки.

Присутствие суперпластификатора FK48 усиливает эффект начального расширения, вызванного добавкой RCL, а также уменьшает усадочную деформацию, несмотря на то, что при самостоятельном действии эта добавка увеличивает усадку цементного камня. Установлено, что расширение вызвано влиянием добавки на химические процессы гидратации, а также предположительно на рост кристаллов гидросульфоалюмината кальция. Расширение частично или полностью компенсирует усадку, которая развивается в основном за счет удаления влаги. Суперпластификатор FK 48 замедляет испарение воды и тем самым повышает эффективность действия добавки RCL. Однако при равных влагопотерях способность добавки FK48 замедлять испарение воды утрачивает свое значение, и действие суперпластификатора оказывается отрицательным.

Ключевые слова: цементный камень; воздушная усадка; аутогенная усадка; расширение; добавки; наполнители; синергия; прочность

Введение

Усадка является одной из причин образования трещин в твердеющем бетоне [1]. Сдержанная усадка может вызвать образование трещин при первой же небольшой загрузке [2–4].

Для снижения усадки можно сокращать расход цемента, повышая тем самым содержание заполнителей в бетоне, уменьшать водоцементное отношение (В/Ц), использовать цемент с пониженным содержанием C_3A и C_3S [5]. Однако данные факторы обычно жестко детерминированы требованиями по удобоукладываемости бетонной смеси, прочности бетона, другим свойствам и их нельзя изменить без отрицательных последствий для конструкции. Так, например, уменьшение В/Ц привело к увеличению напряжений в бетонном настиле моста, и это ускорило возникновение трещин в раннем возрасте [6]. Поэтому для регулирования усадки наиболее приемлемым является использование противоусадочных добавок. В настоящее время широкое применение в бетоне получили добавки суперпластификаторов, которые могут оказать определенное влияние на эффективность других модификаторов [7]. Совместимость добавок различного назначения и их взаимное влияние при использовании в бетоне требует изучения и учета [8–10].

Хорошо известно применение минеральных наполнителей для снижения ползучести и усадки бетона [11]. Согласно работе [12] зола уноса может существенно уменьшить аутогенную усадку в раннем возрасте бетона, в то время как микрокремнезем вызывает увеличение аутогенной усадки. Аутогенная усадка значительно меньше усадки при высыхании, несмотря на это, наблюдалось образование усадочных трещин в хорошо изолированном от высыхания бетоне [13].

Влияние минеральных наполнителей связано с их количеством и тонкостью помола. Считается, что если удельная поверхность летучей золы превышает 4000 $см^2/г$, аутогенная усадка будет возрастать с увеличением количества добавки. Смесь летучей золы и шлака значительно уменьшает аутогенную усадку и ползучесть бетона [14]. Усадка уменьшается с увеличением процента замещения цемента золой, но эффект не столь значителен, когда замещение выше 20 %. Шлак также уменьшает раннюю усадку обычного бетона, усадка уменьшается с увеличением замещения, но эффект также снижается, когда замещение составляет менее 20 %. Смесь летучей золы и шлака дает более низкую усадку, чем зола [15]. Эффективной мерой борьбы с усадкой является поддержание твердеющего бетона во влажном состоянии, однако эта мера не всегда осуществима на практике и не исключает аутогенную усадку [16].

Минимизация аутогенной усадки при получении высокопрочных бетонов является важной задачей, которая решается применением низкотермичных белитовых цементов и противоусадочных или расширяющих добавок [17]. В настоящее время достаточно широко изучаются противоусадочные добавки [18]. В работе [19] для компенсации усадки рекомендуется применять наряду с противоусадочной добавкой расширяющий компонент. При этом эффективность компенсации усадки бетона с точки зрения снижения риска трещинообразования в основном зависит от правильного согласования между ростом прочности в раннем возрасте и скоростью расширения. При совместном введении двух и более добавок в бетонную смесь возможно как ослабление, так и усиление их индивидуального действия [20]. Эффективность синергического действия противоусадочных и расширяюших добавок по сравнению с индивидуальным использованием компонентов показана на примере самоуплотняющейся бетонной смеси, имеющей высокую аутогенную усадку, характерную, как правило, для бетонов этого типа с низким В/Ц [21]. В работе [22] испытывались совместно два СНФ-суперпластификатора, один из которых являлся замедлителем схватывания, другой – подавителем воздухововлечения. Применение этой смеси положительно сказалось не только на прочности, но и на усадке цементного камня, раствора и бетона.

В работе [23] исследовалось влияние пластификаторов на основе нафталина, поликарбоксилатов, замедляющего компонента и противоусадочной добавки на ползучесть бетона. Результаты показали, что по сравнению с нафталин-пластификатором поликарбоксилаты могут значительно уменьшить ползучесть бетона, противоусадочный компонент также уменьшает ползучесть. Включение замедлителя негативно влияет на ползучесть. В последнее время широко разрабатываются наномодифицированные бетоны, в которых действие добавок различного назначения усиливается влиянием наночастиц [24–28].

Целью настоящей работы является исследование влияния противоусадочной добавки Estrifan Additive RCL при совместном использовании с суперпластификатором Muraplast FK48 и порошкообразными наполнителями – золой уноса Рефтинской ГРЭС и микрокремнеземом МКУ-85 – на усадку цементного камня.

Методика испытаний

Для измерения усадки по ГОСТ 24544-81 из цементной пасты готовили образцы размерами 25x25x250 мм. В качестве вяжущего использовался портландцемент ЦЕМ I 42,5Н производства ОАО «Сухоложскцемент». Микронаполнители вводили в качестве замены части цемента. Противоусадочную добавку вводили вместе с водой затворения, а суперпластификатор – непосредственно в смесь после частичного затворения водой. Количество воды подбирали по нормальной густоте цементного теста погружением пестика на приборе «Вика». Водоцементное отношение без пластификатора варьировалось в пределах 0,26…0,28, в присутствии пластификатора – 0,17…0,18. Первые сутки после изготовления образцы хранились в нормальных условиях по ГОСТ 18105-2010 в формах, изолированных полиэтиленовой пленкой. В процессе испытания образцы находились в климатической камере при температуре (20±2) °С и относительной влажности воздуха (60±5) %. Измерение линейной усадки начинали через 1 сутки с момента изготовления образцов.

Усадка, измеряемая в воздушной среде, включает три составляющие: усадку высыхания, аутогенную и карбонизационную усадки.

При надежном изолировании образца от воздушной среды исключаются усадка высыхания и карбонизационная усадка. В этом случае изменение линейных размеров называют аутогенной усадкой. В данной работе измеряли воздушную усадку, отдельно измеряли аутогенную усадку, а также потерю влаги образцами.

Самая значительная потеря влаги происходит в начальном периоде испытания. В этот период в первую очередь удаляется влага, не связанная молекулярными силами адгезии с твердой поверхностью (свободная вода). Испарение свободной воды не вызывает усадки высыхания [29]. Усадка начинает проявляться после удаления свободной воды и обусловлена испарением связанной воды геля. По другим данным, чем больше водопоглощение образца, тем больше усадка [30–31].

Результаты определения воздушной усадки

На рисунке 1 приведены результаты определения воздушной усадки образцов цементного камня с добавкой Estrifan Additive RCL (в дальнейшем RCL) при различном содержании в процентах от массы цемента. С увеличением содержания добавки деформация усадки снижается.

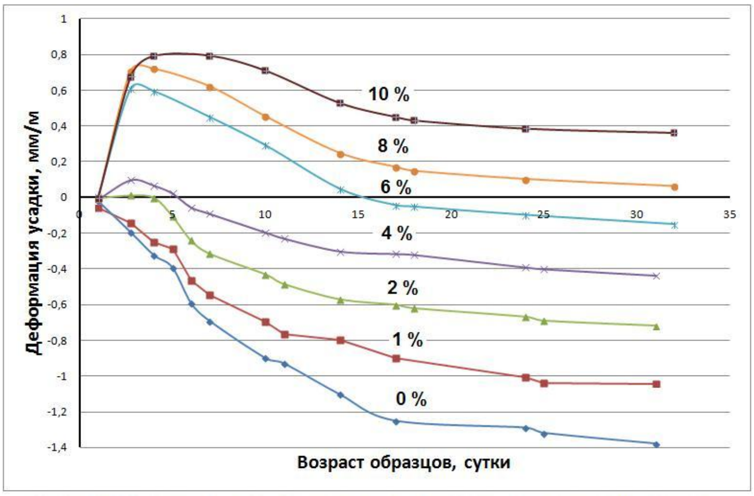


Рисунок 1. Влияние добавки Estrifan Addictive RCL на усадку цементного камня

При содержании добавки более 2 % в начальном периоде твердения наблюдается расширение. Период расширения тем продолжительнее, чем выше дозировка добавки. При дозировке 4 % он составляет около 5 суток, а при 6 % – около 15 суток. При дозировке 8 и 10 % этот период не завершился к 32 суткам, и в итоге образцы показали к этому сроку вместо усадки расширение 0,1 и 0,4 мм/м. Наибольший пик расширения 0,8 мм/м имел место у образцов, содержащих 10 % Estrifan Additive RCL в 5-дневном возрасте.

При совместном действии добавок Estrifan Additive RCL и суперпластификатора Muraplast FK48 наблюдается определенная синергетика (рис. 2).

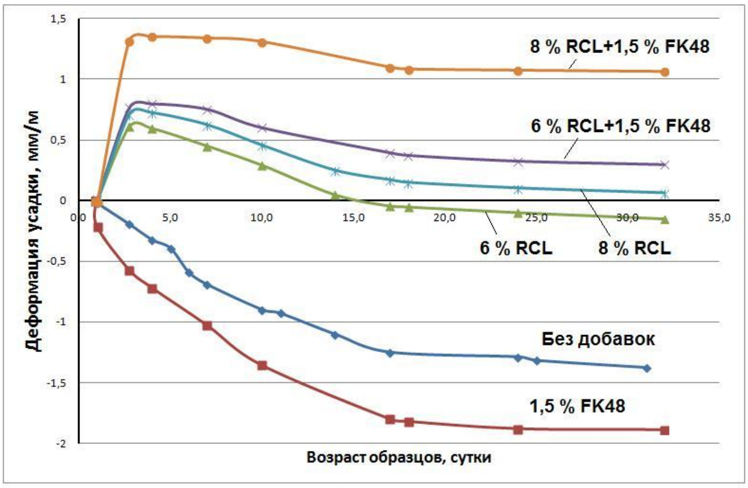


Рисунок 2. Синергетическое действие добавок Estrifan Addictive RCL и Muraplast FK48 на усадку цементного камня

Из рисунка 2 видно, что присутствие суперпластификатора FK48 усиливает эффект начального расширения, вызванного добавкой RCL, а также уменьшает усадочную деформацию, несмотря на то, что при самостоятельном действии эта добавка увеличивает усадку цементного камня. Состав без добавок имел к сроку 31 сутки усадку, составляющую –1,38 мм/м без предварительного расширения в начальные сроки. При добавлении 6 % RCL состав на 4 сутки показал максимальное расширение +0,58 мм/м, а затем наблюдалась усадка, которая за 32 суток составила –0,15 мм/м относительно исходного размера. При введении двух добавок – 6 % RCL+1,5 % FK48 – наблюдалось начальное расширение до +0,8 мм/м, и в итоге деформация к конечному сроку (32 сутки) оказалась положительной +0,3 мм/м. Еще более значительное дополнительное расширение (по сравнению с расширением при содержании только RCL) вызвал суперпластификатор FK48 при содержании добавки RCL 8 %.

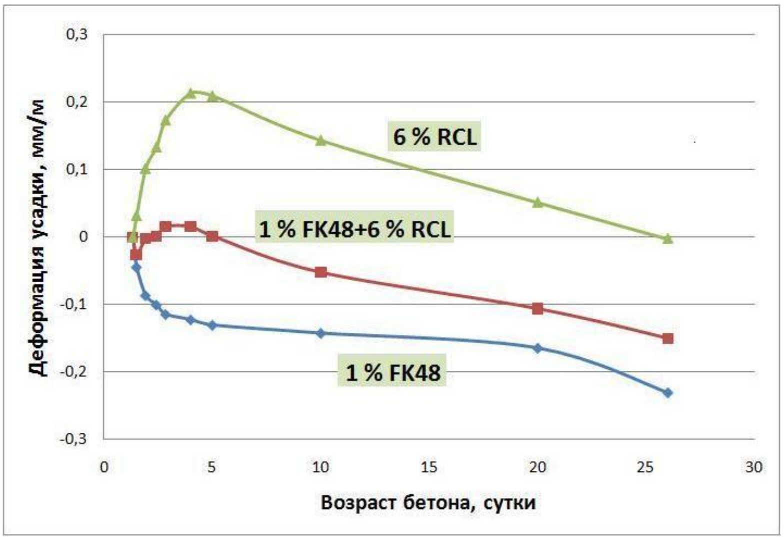


Рисунок 3. Синергетическое действие добавок Estrifan Addictive RCL и Muraplast FK48 на аутогенную усадку цементного камня

Влияния золы уноса Рефтинской ГРЭС на усадку цементного камня как в случае чисто цементной композиции, так и при введении противоусадочной добавки Estrifan Additive RCL не обнаружено. Таким образом, эффективность противоусадочной добавки Estrifan Additive RCL сохраняется неизменной независимо от присутствия или отсутствия золы в цементной пасте. Микрокремнезем (так же, как и зола уноса) не оказывает заметного влияния на усадку цементного камня и не вызывает синергетического действия. В присутствии 5 % (от массы цемента) микрокремнезема, с увеличением содержания противоусадочной добавки Estrifan Additive RCL начальное расширение образцов возрастает, а последующая усадка уменьшается практически в той же степени, что и при отсутствии микрокремнезема. При одинаковом содержании противоусадочной добавки, составляющем 2 % от массы цемента, как отсутствие микрокремнезема, так и его присутствие в количестве 5 или 10 % не влияет на усадочные деформации.

Результаты определения аутогенной усадки

На рисунке 3 показана зависимость аутогенной усадки цементного камня с добавками Estrifan Additive RCL и Muraplast FK48 по отдельности и при совместном введении.

Образцы для определения аутогенной усадки через 18 ч после изготовления были изолированы от воздушной среды двумя слоями самоклеящейся алюминиевой фольги и двумя слоями гидроизоляционной липкой ленты. Выходы реперов загерметизированы силиконовым герметиком. В процессе испытания масса образцов контролировалась взвешиванием с точностью 0,1 г. Уменьшение массы образцов за весь срок испытания составило в среднем 0,1 г, что лежит в пределах погрешности измерения. Таким образом, можно утверждать, что испарения воды из образцов не происходило.

Как и в случае воздушного твердения образцов, добавка Estrifan Additive RCL вызывает расширение в начальные сроки. Как было показано выше в опытах по определению воздушной усадки, суперпластификатор FK48 увеличивает усадку цементного камня по сравнению с составом без добавок, но введенный совместно с добавкой Estrifan Additive RCL он усиливает противоусадочное действие последней. В случае же изолированных образцов действие суперпластификатора FK48 оказывается противоположным: он снижает эффективность противоусадочной добавки. Объяснение такого влияния может заключаться в том, что добавка RCL изменяет механизм образования гидросульфоалюмината кальция, способствуя более полной его гидратации и расширению, в то время как добавка FK48, экранируя новообразования, затормаживает этот процесс.

На рисунке 4 показана усадка при высыхании тех же составов, полученная вычитанием аутогенной усадки из общей воздушной усадочной деформации.

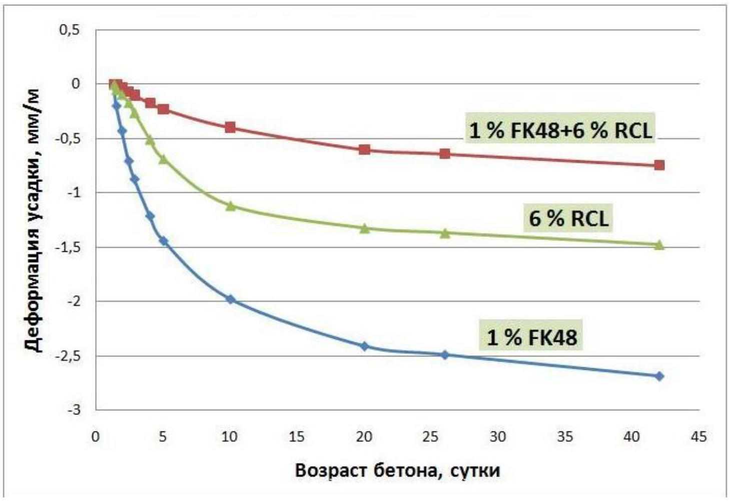


Рисунок 4. Влияние добавок на усадку высыхания цементного камня

Здесь взаимное расположение кривых отличается от того, что мы видим на предыдущем графике. А именно, кривая для состава с двумя добавками 1 % FK48+6 % RCL располагается выше кривой для состава только с противоусадочной добавкой 6 % RCL. Это согласуется с ранее полученными данными о том, что добавка FK48 усиливает противоусадочное действие RCL, в то время как в отсутствие RCL усадка под действием FK48 увеличивается.

На кривых, представленных на рисунке 4, не наблюдается расширения составов в отличие от аутогенной усадки. Действительно, было бы странно, если бы испарение влаги вызывало расширение образцов. Таким образом, расширение – это следствие химических процессов в системе. Рассмотрим теперь, как влияют эти добавки на испарение влаги из цементного камня. На рисунке 5 показана кинетика потери влаги образцами в процессе твердения.

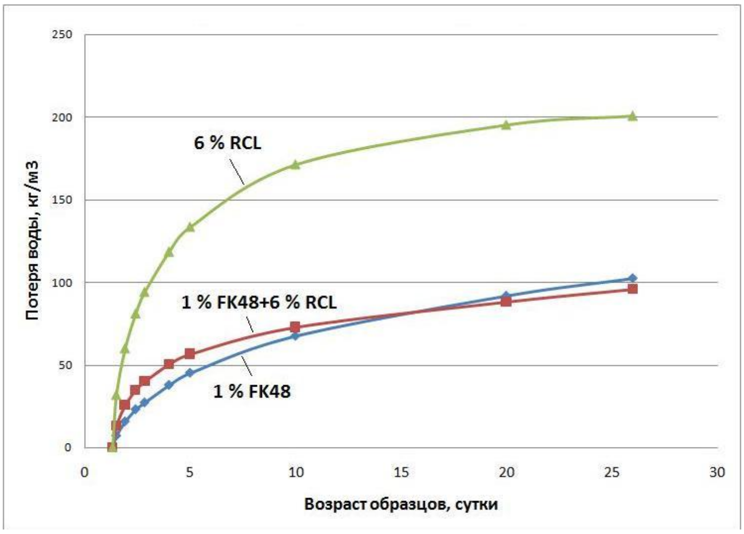


Рисунок 5. Влияние добавок на потерю влаги цементным камнем

В присутствии пластифицирующей добавки FK48 потеря влаги практически не зависит от добавки RCL. Две кривые – одна для образцов с двумя добавками 1 % FK48+6 % RCL, другая для образцов с одной только добавкой 1 % FK48 – располагаются очень близко. Это говорит о том, что доминирующим с точки зрения отдачи влаги является действие добавки FK48. Отсутствие этой добавки ведет к резкому росту влагопотерь – практически в 2 раза.

По сравнению с составом без добавок добавка FK48 замедляет испарение влаги из цементного камня, а добавка RCL, наоборот, ускоряет. Усадка при высыхании образцов, содержащих RCL, частично компенсируется расширением, связанным с влиянием добавки на химические процессы при твердении.

С другой стороны, компенсация усадки за счет влажностной ее составляющей может быть получена при введении пластификатора FK48, задерживающего испарение воды из цементного камня. Таким образом, в случае борьбы с усадкой с помощью добавки Estrifan Additive RCL для повышения ее эффективности целесообразно применять суперпластификатор FK48, замедляющий испарение воды из бетона.

Развитие усадки при высыхании цементного камня в зависимости от потери влаги показано на рисунке 6. При одинаковой потере воды наименьшую усадку обеспечивает добавка Estrifan Additive RCL. Несколько выше усадка у состава с двумя добавками 1 % FK48+6 % RCL. А самую большую усадку имеет цементный камень с добавкой FK48. При условии равных влагопотерь способность добавки FK48 замедлять испарение воды теряет свое значение, и действие этой добавки оказывается отрицательным.

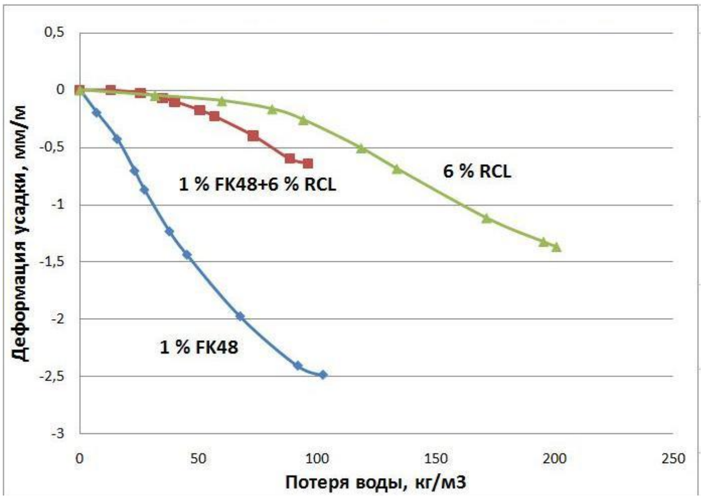


Рисунок 6. Влияние добавок на зависимость усадки высыхания от потери влаги цементным камнем

Таким образом, если бетон защищается от испарения влаги, то более эффективно применять одиночную добавку RCL. Если защита бетона от испарения не предусматривается, а требование к усадке привязано к определенному сроку, то целесообразно применить наряду с RCL также и добавку FK48, замедляющую испарение.

Результаты испытания образцов на прочность

Образцы цементного камня в виде балочек размерами 25х25х250 мм после определения усадочных деформаций в течение 32 суток были испытаны на прочность при изгибе и сжатии. Результаты испытаний приведены в таблице 1, из которой видно, что добавка Estrifan Additive RCL в основном понижает прочность образцов как при изгибе, так и при сжатии. Понижение прочности возрастает с увеличением количества добавки Estrifan Additive RCL. Снижение прочности при изгибе составляет в среднем 4 % на каждый процент введенной добавки Estrifan Additive RCL. В то же время добавка на основе полиспиртов повышает прочность шлакощелочного бетона [32].

Таблица 1. Результаты испытаний образцов цементного камня на изгиб и сжатие

№ состава	Содержание добавки Estrifan Additive RCL [%] от массы цемента	Предел прочности [МПа]	
		при изгибе	при сжатии
1	-	17,8	114,6
2	1	16,3	145,7
3	2	14,0	103,1
4	4	13,3	92,2
5	6	14,5	91,8
6	8	10,7	86,3
7	10	9,8	85,4

Заключение

Проведены исследования усадки цементного камня и влияния на нее противоусадочной добавки Estrifan Additive RCL как самостоятельно, так и в комплексе с суперпластификатором Muraplast FK48 и порошкообразными наполнителями – золой уноса Рефтинской ГРЭС и микрокремнеземом МКУ-85.

Установлено, что усадка цементного камня в присутствии этой добавки снижается независимо от наличия минеральных микронаполнителей. При этом сами наполнители не оказывают никакого влияния на усадку. С добавкой же FK48 наблюдается определенная синергетика.

При содержании добавки более 2 % в начальном периоде твердения наблюдается расширение. Период расширения тем продолжительнее, а значение деформации расширения тем выше, чем выше дозировка добавки. Присутствие суперпластификатора FK48 усиливает эффект начального расширения, вызванного добавкой RCL, а также уменьшает усадочную деформацию, несмотря на то, что при самостоятельном действии эта добавка увеличивает усадку цементного камня.

Установлено, что расширение вызвано влиянием добавки на химические процессы гидратации. Расширение частично или полностью компенсирует усадку, которая развивается в основном за счет удаления влаги. Суперпластификатор FK48 замедляет испарение воды и тем самым повышает эффективность действия добавки RCL. Однако при условии равных влагопотерь способность добавки FK48 замедлять испарение воды утрачивает свое значение, и действие этой добавки оказывается отрицательным.

Литература

1. Gribniak G. Kaklauskas V., Bacinskas. D. Shrinkage in reinforced concrete structures: A computational aspect // Journal of Civil Engineering and Management. 2008. Vol. 14 (1). Pp. 49–60.
2. Gribniak V., Kaklauskas G., Kliukas R., Jakubovskis R. Shrinkage effect on short-term deformation behavior of reinforced concrete - When it should not be neglected // Materials and Design. 2013. Vol. 51. Pp. 1060–1070.
3. Sprince A., Fischer G., Pakrastinsh L., Korjakins A. Crack propagation in concrete with silica particles // Advanced Materials Research. 2014. Vol. 842. Pp. 470–476.
4. Ватин Н.И., Орлов Д.В.. Предельная работа разрушения образца из легкого наномодифицированного бетона // XXXVIII Неделя науки СПБГПУ. Материалы международной научно-практической конференции. 2009. С. 241–243.
5. Тейлор Х. Химия цемента. М.: Мир, 1996. 560 с.
6. Byard B.E., Schindler A.K., Barnes R.W., Rao A. Cracking tendency of bridge deck concrete // Transportation Research Record. 2010. Vol. 2164. Pp. 122–131.
7. Киски С.С., Агеев И.В., Пономарев А.Н., Козеев А.А., Юдович М.Е. Исследование возможности модификации карбоксилатных пластификаторов в составе модифицированных бетонных смесей // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 8. С. 42–46.
8. Runova R.F., Kochevyh M.O., Rudenko I.I.. On the slump loss problem of superplasticized concrete mixes // Proceedings of the International Conference on Admixtures - Enhancing Concrete Performance, 2005. Pp. 149–156.
9. Palacios M., Flatt R.J., Puertas F., Sanchez-Herencia A. Compatibility between polycarboxylate and viscosity-modifying admixtures in cement pastes // American Concrete Institute, ACI Special Publication. 2012. Vol. 288 SP. Pp. 29–42.
10. Jayasree C., Santhanam M., Gettu R. Cement-superplasticiser compatibility - Issues and challenges // Indian Concrete Journal. 2011. Vol. 85(7). Pp. 48–60.
11. Котов Д.С. Деформации усадки бетона, модифицированного химическими и тонкодисперсными минеральными наполнителями // Инженерно-строительный журнал. 2009. №7. С. 11–21.
12. Xie L. Influence of mineral admixtures on early-age autogenous shrinkage of high-performance concrete // Applied Mechanics and Materials. 2014. Vol. 457-458. Pp. 318–322.
13. Byard B.E., Schindler A.K., Barnes R.W. Early-age cracking tendency and ultimate degree of hydration of internally cured concrete // Journal of Materials in Civil Engineering. 2012. Vol. 24 (8). Pp. 1025–1033.
14. He Z., Qian C., Gao X. The autogenous shrinkage and creep characteristics of concrete with modified admixtures // Advanced Science Letters. 2012. Vol. 12. Pp. 402–406.

15. Zhang L., Lai J., Qian X., Hu D. Influence of mineral admixtures on early shrinkage of ordinary concrete // Advanced Materials Research. 2012. Vol. 450-451. Pp. 135–139.
16. Ерышев В.А., Латышева Е.В., Бондаренко А.С. Усадочные деформации в бетонных и железобетонных элементах // Известия казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2012. № 4. С. 97–101.
17. Tanimura M., Maruyama I., Sato R. Autogenous deformation and resultant induced stress in low-shrinkage high-strength concrete // Proceedings of the 8th Int. Conference on Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures. 2009. Vol. 2. Pp. 855–862.
18. Lecomte A., Vulcano-Greullet N., Steichen C., Scharfe G. The risk of cracking of fine hydraulic mixtures // Cement and Concrete Research. 2003. Vol. 33(12). Pp. 1983–1997.
19. Corcella C.M., Cereda C., Tavano S., Canonico F., Gastaldi D. Parameters influencing the performance of shrinkage-compensating concrete // American Concrete Institute, ACI Special Publication. 2012. No.289. Pp. 43–57.
20. Plank J., Tiemeyer C., Buelichen D., Recalde Lummer N. A review of synergistic and antagonistic effects between oilwell cement additives // Proceedings - SPE International Symposium on Oilfield Chemistry. 2013. Vol. 2. Pp. 690–702
21. José Oliveira M., Ribeiro A.B., Branco F.G. Combined effect of expansive and shrinkage reducing admixtures to control autogenous shrinkage in self-compacting concrete // Construction and Building Materials. 2014. Vol. 52. Pp. 267–275.
22. Wang Y., Yan H. Effect of naphthalene compounded superplasticizer on strength and shrinkage of ready-mixed concrete // Applied Mechanics and Materials. 2012. Vol. 174–177. Pp. 488–495.
23. Zhang Y., Qian C.-X., Zhao F., He Z.-H., Qu J., Guo J.-Q., Danzinger M. Influence regularities of chemical admixtures on creep // Gongneng Cailiao/Journal of Functional Materials. 2013. Vol. 44(11). Pp. 1620–1623.
24. Kiski S.S., Ponomarev A.N., Ageyev I. V., Cun C. Modification of the fine – aggregate concrete by high disperse silica fume and carbon nanoparticles containing modifiers // Advansed Materials Research. 2014. Vol. 941-944. Pp. 430–435.
25. Кривцов Е.Е., Никулин Н.М., Ясинская Е.В. Исследование характеристик наномодифицированных сухих строительных смесей // Инженерно-строительный журнал. 2011. №2(20). С. 29–32.
26. Пономарев А. Н. Высококачественные бетоны. Анализ возможностей и практика использования методов нанотехнологий // Инженерно-строительный журнал. 2009. № 6. С. 25–33.
27. Бескоровайная О.Н., Бычков Д.С., Гаевская З.А. Быстромонтируемые здания из легкого наномодифицированного бетона // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. №1(16). С. 61–71.
28. Фролов А.В., Чумадова Л.И., Черкашин А.В., Акимов Л.И. Экономичность использования и влияние наноразмерных частиц на свойства легких высокопрочных бетонов // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. №4(19). С. 51–61.
29. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. М.: Стройиздат, 1973. 432 с.
30. Cortas R., Rozière E., Staquet S., Loukili A., Delplancke-Ogletree M.-P. Effect of the water saturation of aggregates on the shrinkage induced cracking risk of concrete at early age // Cement and Concrete Composites. 2014. Vol. 50. Pp. 1–9.
31. Tam C.M., Tam V.W.Y., Ng K.M. Assessing drying shrinkage and water permeability of reactive powder concrete produced in Hong Kong // Construction and Building Materials. 2012. Vol.26 (1). Pp. 79–89.
32. Шишкин А.А. Щелочные реакционные порошковые бетоны // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 2(17). С. 56–65.

Юрий Германович Барабанщиков, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб.: +(812)5341286; эл. почта: ugb@mail.ru

Анна Андреевна Архарова, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(921)8964407; эл. почта: arxarova93@bk.ru

Максимилиан Владимирович Терновский, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(931)2345003; эл. почта: maxter93@mail.ru

doi: 10.5862/MCE.51.4

Средняя плотность и пористость высокопрочных легких бетонов

К.т.н., младший научный сотрудник А.С. Иноземцев,
Московский государственный строительный университет

Аннотация. В работе представлены результаты анализа структуры высокопрочных легких бетонов, выполненного методами рентгеновской томографии и оптической микроскопии, и исследований их средней плотности и пористости.

Установлено, что составы высокопрочных легких бетонов средней плотностью 1300…1500 кг/м^3 имеют однородную структуру с равномерным распределением полого заполнителя по объему (коэффициент расслоения не более 0,008) и прослойки цементно-минеральной матрицы (13…17 мкм). Совокупность высоконасыщенной газовой фазы (объемное содержание микросфер до υ_f = 0,43…0,53), разделенной более плотными крупными включениями кварцевого песка, и продуктов гидратации цемента в зоне контакта позволяет получать композиционный материал, обладающий низкой средней плотностью, большой закрытой пористостью (до 40 %) и высокими прочностными характеристиками (предел прочности при сжатии – более 40 МПа).

Применение модификаторов для повышения адгезии на границе раздела фаз «цементный камень – микросфера» приводит к уплотнению зоны контакта и уменьшению водопоглощения высокопрочного легкого бетона (до 1 %), а также обеспечивает его высокую водостойкость (коэффициент водостойкости более 0,95).

Ключевые слова: высокопрочный легкий бетон; полые микросферы; нанотехнологии; микроструктура; средняя плотность; пористость

Введение

Исследованиям, направленным на разработку строительных материалов с низкой плотностью и высокой прочностью, посвящено множество отечественных и зарубежных трудов [1–7]. При этом, несмотря на территориальную дифференцированность сырьевых ресурсов, для получения легких бетонов с такими свойствами в разных странах используют преимущественно вспученные заполнители [2–4]. Анализ работ [4–7] показывает, что использование заполнителей с развитой открытой поровой структурой позволяет получать бетоны с низкой средней плотностью до 1000 кг/м^3 или с высокой прочностью до 80 МПа. Поэтому актуальной является задача по комбинированию этих свойств в материале. Высокопрочный легкий бетон должен обладать «компромиссной» структурой, где сочетается высокое объемное содержание газовой фазы с плотным и прочным каркасом.

Формирование плотной и однородной структуры является обязательным условием получения высокопрочных легких бетонов с требуемой средней плотностью. Фактором, обеспечивающим технико-экономические преимущества таких бетонов, являются геометрические параметры заполнителя – полых стеклянных или алюмосиликатных микросфер. Сферическая форма частиц микросфер способствует формированию плотноупакованной структуры из частиц заполнителя в объеме материала, которая определяет его среднюю плотность и прочность.

Для создания высокопрочных легких бетонов важно, чтобы увеличение доли газовой фазы в объеме материала сопровождалось высокой плотностью упаковки частиц основных компонентов. Установлено [8], что использование микрокремнезема в количестве не более 20 % от массы цемента приводит к уплотнению бетона за счет заполнения микропор в цементном камне. В работе [9] показано, что применение комплексного наноразмерного модификатора, несмотря на уменьшение подвижности бетонной смеси, приводит к незначительному изменению средней плотности легких бетонов благодаря связыванию гидроксидов кальция и образованию гидросиликатов на границе раздела фаз. Эти процессы предопределяют плотную структуру материала.

Методы и оборудование

Среднюю плотность бетона определяли в соответствии с требованиями ГОСТ 12730.1–94 «Бетоны. Методы определения плотности».

Исследования структуры выполнены на оптическом микроскопе «Eclipse MA200» фирмы «Nikon» с объективами 5×0,15, 10×0,30, 20×0,60, 50×0,75 и 100×1,25, максимальное увеличение микроскопа 2000х, а также на основе анализа данных, полученных с помощью микротомографа высокого разрешения SkyScan 1172[1].

Объем открытых капиллярных пор бетона оценивали по водопоглощению по объему:

$$\Pi_{\text{o}} \equiv W_{\text{o}} = \frac{W_{\text{м}}\rho_{\text{o}}}{\rho_{\text{в}}},$$

где W_{o} – объемное водопоглощение бетона в серии образцов; $\rho_{\text{в}}$ – плотность воды, принимаемая равной 1 г/см^3; $W_{\text{м}}$ – водопоглощение по массе, %.

Определение параметров поровой структуры проводили методом А.Е. Шейкина по кинетике водопоглощения образцов. Устанавливали показатели среднего размера пор и однородности их размеров. Водопоглощение определяли в соответствии с ГОСТ 12730.3-94 «Бетоны. Методы определения водопоглощения».

Результаты и обсуждение

Очевидно, что определяющим фактором, влияющим на среднюю плотность высокопрочных легких бетонов, является количество легкого заполнителя (полых микросфер). Формирование закрытой поровой структуры в исследуемых составах осуществляется преимущественно за счет газовой фазы микросфер, поэтому свойства микросфер будут оказывать определяющее влияние на среднюю плотность бетона. Исследования влияния рецептурных и технологических факторов на среднюю плотность и пористость высокопрочных легких бетонов показали [8, 9], что определяющее влияние на формирование структуры материала оказывают полые микросферы. Объемная доля заполнителя в наибольшей мере влияет на плотность бетона. Увеличение объемной доли микросфер прямо пропорционально уменьшает среднюю плотность, при этом скорость изменения тем выше, чем меньше плотность самого заполнителя.

а) б)

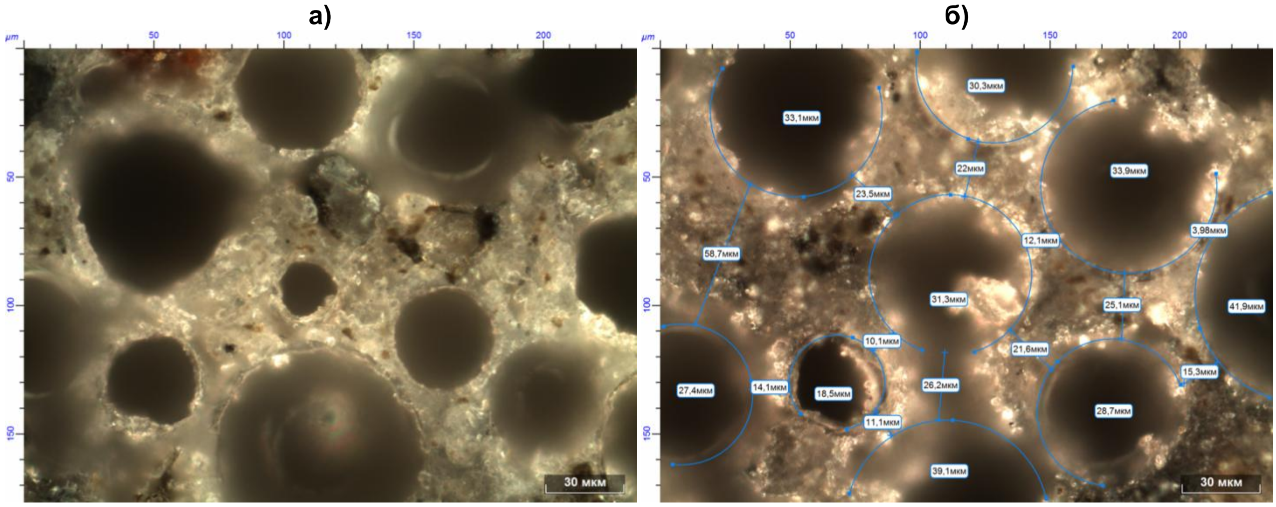


Рисунок 1. Оптическая микрофотография структуры высокопрочного легкого бетона (увеличение 500х): а – средняя плотность бетона 1300 кг/м^3; б – средняя плотность 1500 кг/м^3

Анализ микрофотографий (рис. 1) структуры высокопрочного легкого бетона, полученных на оптическом микроскопе с увеличением 500х, показывает, что в разработанных составах [8–10] сферы микрометрического размера равномерно распределяются по объему материала (таблица 1).

[1] Дополнительные технические характеристики оборудования представлены на сайте www.nocnt.ru

Таблица 1. Показатели структуры и средней плотности высокопрочного легкого бетона

№ п/п	Проектная плотность бетона, кг/м^3	Слой образца	Средняя плотность, кг/м^3	Среднеквадратическое отклонение, σ	Стандартное отклонение, s	Толщина прослойки цементного камня, мкм	Коэффициент расслоения
1	1300	Верхний	1295	2,9	3,51	13,5±0,5	0,008
		Нижний	1305	2,1	2,52	12,9±0,3	
2	1400	Верхний	1398	3,1	3,77	14,9±0,3	0,006
		Нижний	1406	2,0	2,41	15,6±0,3	
3	1500	Верхний	1496	3,9	4,77	17,2±0,4	0,008
		Нижний	1508	4,9	6,00	16,7±0,2	

Примечание: коэффициент расслоения рассчитывается по формуле $k = 1 - \rho_{ср}^{в} / \rho_{ср}^{н}$, где $\rho_{ср}^{в}$ – средняя плотность верхнего слоя, $\rho_{ср}^{н}$ – средняя плотность нижнего слоя [6–8].

Результаты расчетов, представленные в таблице 1, свидетельствуют о высокой однородности распределения заполнителя в разработанных высокопрочных легких бетонах, которая незначительно уменьшается с повышением средней плотности материала. Это также подтверждается результатами, полученными с применением рентгеновского томографа[2] (рис. 2).

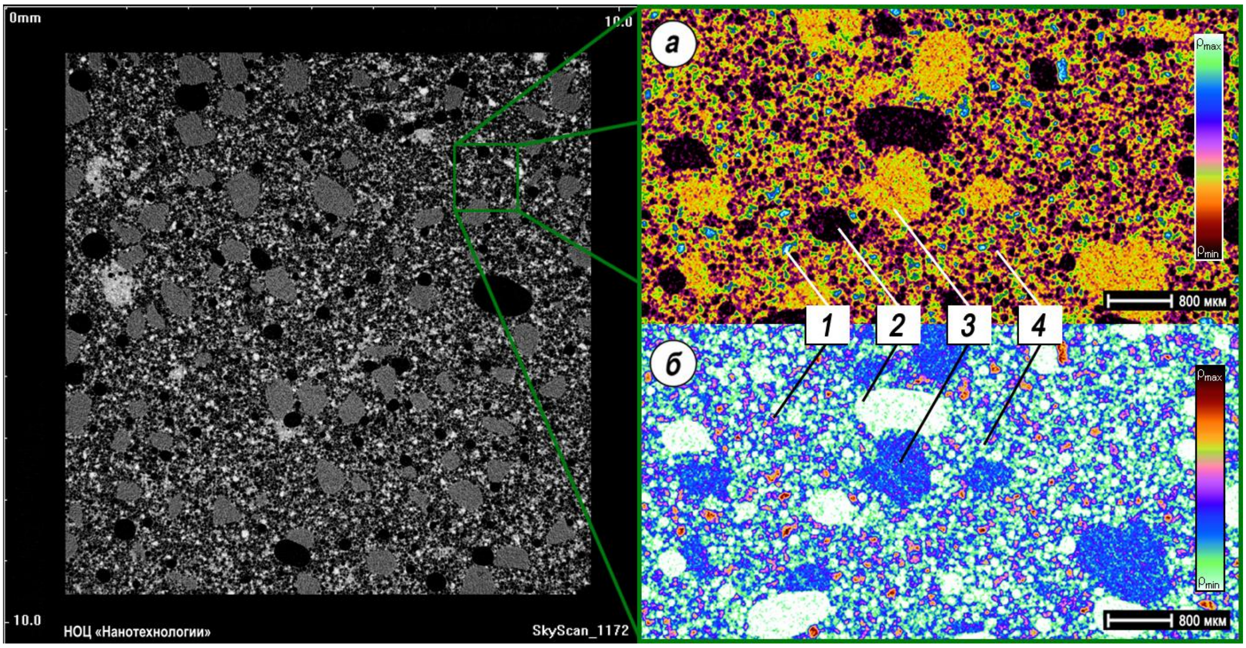


Рисунок 2. Рентгеновские фотографии микроструктуры высокопрочного легкого бетона: а – градиент теплых цветов; б – градиент холодных цветов; 1 – цементный камень; 2 – пустоты и поры; 3 – кварцевый песок; 4 – микросферы

Представленная на рисунке 2 микрофотография структуры в градиенте теплых и холодных цветов демонстрирует, что полые микросферы, стенки которых (красно-фиолетовые сферы на рисунке 2а) являются наименее плотной дисперсной фазой, разряжены более плотными включениями кварцевого песка большего размера (желто-оранжевые объекты на рисунке 2а) и продуктами гидратации цемента (желто-красные включения на рисунке 2б). Кроме того, на рисунке 2б видно, что предложенный бетон обладает структурой, высоко насыщенной газовой фазой (белый цвет). В таблице 2 представлены данные, которые указывают, что в объеме бетона содержится более 1 % пор, образовавшихся за счет вовлечения воздуха при перемешивании. Совокупность этих факторов способствует формированию такого строения, которое позволяет получать композитный материал с комплексным набором свойств, сочетающим низкую среднюю плотность и высокие прочностные характеристики.

[2] Исследование выполнено в лаборатории Почвенного института им. В.В. Докучаева, Москва.

Таблица 2. Параметры пористости высокопрочных легких бетонов

№ п/п	Диаметр пор, мм	Средний диаметр пор, мм	Доля, %	Объем одной поры, мм^3	Относительный объем пор, %	Общий относительный объем пор, %
1	≤ 0,2		54,6	0,038	0,21	
2	0,2…0,3		27,3	0,113	0,31	
3	0,3…0,4	0,30	10,9	0,523	0,57	2,34
4	0,5…0,9		5,5	0,904	0,49	
5	≥ 1,0		1,7	4,187	0,76	

Образование дополнительного количества пор будет оказывать влияние на способность жидкости диффундировать в тело бетона и способствовать развитию деструктивных процессов в эксплуатационных условиях. Важной прогностической характеристикой, позволяющей проводить оценку качества структуры и долговечности материала, является вид и количество пор. Для алюмосиликатных микросфер толщина стенки составляет 5…10 % от диаметра частицы, что соответствует объему газовой фазы 51,2…72,9 % от общего объема микросфер. Расчеты свидетельствуют, что для достижения средней плотности бетона 1300…1500 кг/м^3 объемная доля микросфер должна составлять 43,8…53,2 %. Объем газовой фазы при этом составит 22,4…38,8 %. Отсюда очевидно, что объем закрытых пор в разработанных наномодифицированных высокопрочных легких бетонах с учетом вовлеченного воздуха может составлять до 40 % в зависимости от средней плотности бетона.

Открытые поры отличаются способностью поглощать воду (или другие жидкости), общий объем пор (открытая пористость) может быть определен по величине водопоглощения по объему. Открытые поры имеют различные геометрические характеристики, поэтому кинетика водопоглощения имеет асимптотический характер: первоначально заполняются крупные поры, в завершении – мелкие поры [11–21].

Зависимость водопоглощения от времени может быть аппроксимирована функцией вида [21–23]:

$$W_\tau = W_{\max} \cdot \left(1 - e^{-\bar{\lambda}\tau^{\alpha}}\right),$$

где W_τ – водопоглощение материала на период времени τ; $W_{\max}$ – максимальная величина водопоглощения, численно равная величине максимальной открытой пористости; $\bar{\lambda}$ – константа скорости, характеризующая средний размер капилляров модельного поликапиллярного материала; $0 \le \alpha \le 1$ – однородность размеров капилляров (для монокапиллярного материала $\alpha = 1$).

Таблица 3. Результаты исследования поровой структуры методом Шейкина

№ п/п	Водопоглощение после выдержки *τ* (час), %						$\bar{\lambda}$	α
	0	0,5	1	2	24	48		
Немодифицированный высокопрочный легкий бетон								
1	0	0,52	0,57	0,63	0,87	0,89	1,14	0,356
	0	0,56	0,59	0,67	0,87	0,92	1,15	0,289
	0	0,55	0,57	0,65	0,87	0,90	1,18	0,329
Среднее квадратичное отклонение, %							1,8	10,4
Наномодифицированный высокопрочный легкий бетон								
2	0	0,386	0,407	0,537	0,920	0,942	0,75	0,510
	0	0,384	0,545	0,571	0,974	1,006	0,68	0,509
	0	0,383	0,410	0,583	0,955	0,987	0,70	0,502
Среднее квадратичное отклонение, %							0,80	5,0

Результаты, представленные в таблице 3, указывают на однородность порового пространства высокопрочного легкого бетона, приготовленного на модифицированных микросферах, что подтверждено результатами в таблице 1. Однородность капилляров по размеру значительно выше (в 1,7 раза) – разброс данных не превышает 5 %. Сопоставление величин $\bar{\lambda}$ свидетельствует о том, что размер капилляров в структуре наномодифицированного легкого бетона также меньше (в 1,63 раза), чем в составах без модификатора. Это объясняется действием комплексного наноразмерного модификатора, который оказывает уплотняющее действие на границе раздела фаз, заполняя поровое пространство и препятствуя проникновению воды в материал.

Так как долговечность материалов определяется их способностью сопротивляться деструктивным процессам, обусловленным различными агрессивными эксплуатационными воздействиями, то сокращение поглощающей способности высокопрочных легких бетонов будет способствовать снижению негативного влияния эксплуатационной среды, приводящей к разрушению за счет физического и/или химического воздействия. Интенсивность деструктивного воздействия зависит от глубины проникновения среды в материал. Эта величина может быть оценена количеством абсорбированной жидкости – массопоглощением (частный его вид – водопоглощение).

Открытая пористость наномодифицированного высокопрочного легкого бетона составляет не более 1,5 %. Применение комплексного наноразмерного модификатора способствует снижению водопоглощения на 20…23 %. Это закономерно способствует повышению долговечности таких бетонов (рис. 3).

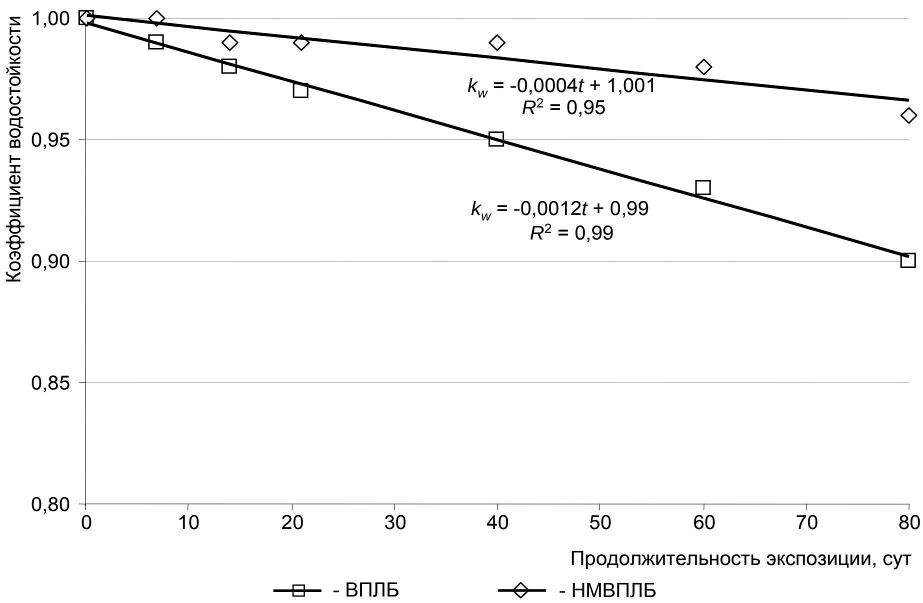


Рисунок 3. Изменение коэффициента водостойкости ВПЛБ и НМВПЛБ в зависимости от продолжительности экспозиции

Из приведенных на рисунке 3 результатов следует, что коэффициент водостойкости для высокопрочных легких бетонов закономерно отличается от коэффициента водостойкости бетонов, приготовленных на модифицированных микросферах. Очевидно, что водостойкость бетона будет зависеть от его пористости и величины капиллярной диффузии жидкости в материал. Более плотная структура наномодифицированного высокопрочного легкого бетона способствует снижению водопоглощения и, следовательно, уменьшению площади контакта с агрессивной средой, что, очевидно, также снижает негативное влияние воды на структуру бетона: коэффициент водостойкости увеличивается до 0,96 (в возрасте 80 суток).

Выводы

На основании анализа структуры высокопрочных легких бетонов методами рентгеновской томографии, оптической микроскопии и исследований их средней плотности и пористости можно сделать следующие выводы:

- в разработанных составах высокопрочных легких бетонов легкий заполнитель, представленный алюмосиликатными микросферами, равномерно распределенными по объему (коэффициент расслоения не более 0,008) и разделенными однородной прослойкой (13…17 мкм) из цементно-минеральных компонентов матрицы, формирует закрытую поровую структуру объемом до 40 % в зависимости от проектной средней плотности бетона;

- совокупность высоконасыщенной газовой фазы (объемное содержание микросфер до υ_f = 0,43…0,53), разделенной более плотными крупными включениями кварцевого песка, и продуктов гидратации цемента в зоне контакта позволяет получать композиционный материал, сочетающий низкую среднюю плотность 1300…1500 кг/м^3 и высокие эксплуатационные характеристики;
- применение комплексного наноразмерного модификатора, уплотняющего границу раздела фаз «цементный камень – микросфера», приводит к уменьшению водопоглощения (до 1 %) и обеспечивает высокую водостойкость (коэффициент водостойкости более 0,95) разработанного бетона.

Работа выполнена при поддержке стипендии Президента РФ молодым ученым и аспирантам СП-565.2012.1.

Литература

1. Angelin A.F., Ribeiro L.C.L.J., Pires M.S.G., Lintz R.C.C., Trautwein L.M., Gachet-Barbosa L.A. Study of Density and Modulus of Elasticity of Lightweight Concrete with Brazilian Aggregate // Applied Mechanics and Materials. 2013. Vol. 467. Pp. 257–261.
2. Yew M.K., Mahmud H.B., Ang B.C., Yew M.C. Effects of heat treatment on oil palm shell coarse aggregates for high strength lightweight concrete // Materials & Design. 2014. Vol. 54. Pp. 702–707.
3. Nguyen L.H., Beaucour A.-L., Ortola S., Noumowé A. Influence of the volume fraction and the nature of fine lightweight aggregates on the thermal and mechanical properties of structural concrete // Construction and Building Materials. 2014. Vol. 51. Pp. 121–132.
4. McBride S. P., Shukla A., Bose A. Processing and characterization of a lightweight concrete using cenospheres // Journal of Materials Science. 2002. Vol. 37. Pp. 4217–4225.
5. Андрианов А. А. Состав, ползучесть высокопрочного легкого бетона из смесей высокоподвижной и литой консистенции с модификаторами на органоминеральной основе: автореф. дис. канд. техн. наук. М.: ФГУП НИЦ «Строительство», 2007. 15 с.
6. Rossignolo J. A., Agnesini M., Morais J. Properties of highperformance LWAC for precast structures with Brazilian lightweight aggregates // Cement and Concrete Composites. 2003. Vol. 25. Pp. 77–82.
7. Tommy Y. Lo Structural lightweight concrete in Hong Kong: now, new, next [Электронный ресурс]. URL: http://www.service.hkpc.org/hkiemat/previous/2008/mastec03_notes/TLO.PDF (дата обращения: 01.02.2014).
8. Korolev E.V., Inozemtcev A.S. Preparation and research of the high-strength lightweight concrete based on hollow microspheres // Advanced Materials Research. 2013. Vol. 746. Pp. 285–288.
9. Иноземцев А.С., Королев Е.В. Структурообразование и свойства конструкционных высокопрочных легких бетонов с применением наномодификатора BisNanoActivus // Строительные материалы. 2014. № 1. С. 33–37.
10. Иноземцев А.С., Королев Е.В. Динамика развития высокопрочных лёгких бетонов. Анализ мировых достижений // Международный научно-исследовательский журнал. 2013. № 12-1 (19). С. 87-94.
11. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И.. Структура и свойства цементных бетонов. М.: Стройиздат, 1979. 344 с.
12. Плаченов Т.Г., Колосенцев С.Д. Порометрия. М.: Химия, 1988. 176 с.
13. Шейкин А.Е, Добшиц А.Е. Цементные бетоны высокой морозостойкости. Л.: Стройиздат, 1989. 128 с.
14. Альбакасов А.И., Гарькина И.А., Данилов А.М., Королев Е.В. Управление структурой и свойствами наномодифицированных строительных материалов // Региональная архитектура и строительство. 2011. № 2. С. 9–17.
15. Калашников В.И. Высокопрочные порошково-активированные пропариваемые песчаные бетоны нового поколения // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2011. №5. С. 14–19.
16. Яковлев Г.И., Первушин Г.Н., Пудов И.А., Дулесова И.Г., Бурьянов А.Ф., Сабер М. Структуризация цементных вяжущих матриц многослойными углеродными нанотрубками // Строительные материалы. 2011. №11. С. 22–24.

17. Беляев К.В., Макаренкова Ю.В., Орешкин Д.В. Моделирование и разработка оптимальной структуры сверхлегкого цементного раствора // Строительные материалы. 2012. №9. С. 58–60.

18. Suryavanshi A.K., Swamy R.N. Development of lightweight mixes using ceramic microspheres as fillers // Cement and Concrete Research. 2002. Vol. 32. No. 11. Pp. 1783–1789.

19. Пономарев А.Н. Нанобетон: концепция и проблемы. синергизм наноструктурирования цементных вяжущих и армирующей фибры // Строительные материалы. 2007. №6. С. 69–71.

20. Фиговский О. Л., Бейлин Д. А., Пономарев А. Н. Успехи применения нанотехнологий в строительстве // Нанотехнологии в строительстве. 2012. №3. С. 6–22. URL: http://www.nanobuild.ru (дата обращения: 20.02.2014).

21. Смирнов В.А., Королев Е.В., Данилов А.М., Круглова А.Н. Фрактальный анализ микроструктуры наномодифицированного композита // Нанотехнологии в строительстве. 2011. №5. С. 77–86.

22. Логанина В.И., Макарова Л.В., Кислицына С.Н., Сергеева К.А. Повышение водостойкости покрытий на основе известковых отделочных составов // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2012. №1. С. 41–46.

23. Зырянова В.Н., Лыткина Е.В., Бердов Г.И. Повышение механической прочности и водостойкости магнезиальных вяжущих веществ при введении минеральных заполнителей // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2010. №3. С. 21–26.

Александр Сергеевич Иноземцев, Москва, Россия

Тел. раб.: +7(499)1880400; эл. почта: InozemcevAS@mgsu.ru

doi: 10.5862/MCE.51.5

Жаростойкий бетон на основе феррохромового шлака

Д.т.н., профессор М.Т. Жугинисов;
д.т.н., зав. кафедрой «Инженерные сети и системы» М.М. Мырзахметов;
к.т.н., старший преподаватель Д.Т. Сартаев;
к.т.н., старший преподаватель Е.С. Орынбеков,
Казахский национальный технический университет имени К.И. Сатпаева

Аннотация. В промышленности строительных материалов в качестве футеровочных материалов часто используются дорогостоящие огнеупоры (шамотные, динасовые, высокоглиноземистые и др.), которые, несмотря на высокую огнеупорность неэффективны при использовании в тепловых агрегатах с рабочей температурой до 1300 °С.

Целью исследования является разработка составов жаростойких бетонов на силикат-натриевом композиционном вяжущем (СНКВ) и жидком стекле с применением феррохромового шлака. Исследования по использованию феррохромового шлака для получения жаростойкого бетона довольно ограничены. Как правило, саморассыпающийся феррохромовый шлак применяется как отвердитель при использовании жидкого стекла. Углеродистый феррохромовый шлак используется при получении СНКВ и в качестве заполнителя в комплексе с другими огнеупорными материалами. Разработка малокомпонентного жаростойкого бетона, у которого в составе вяжущего и заполнителя содержатся одни те же сырьевые материалы, однородные по фазовому составу, представляет определенный научный и практический интерес.

На основе углеродистого феррохромового шлака разработаны СНКВ и жаростойкий бетон, которые однородны по фазовому составу. Также с применением жидкого стекла разработан состав жаростойкого бетона без введения специального отвердителя. Твердение бетона на СНКВ осуществляется сушкой в интервале температур 100–200 °С, бетона на жидком стекле – сушкой при 105±5 °С. Физико-механические и термические свойства жаростойкого бетона определяли по ГОСТ 20910-90. Прочность при сжатии бетона на СНКВ после сушки составила 26,2 МПа, прочность при сжатии бетона на жидком стекле – 25,8 МПа. Температура, соответствующая 4%-ной деформации для обоих составов бетонов, равна 1270 °С. По предельно допустимой температуре применения рассматриваемые бетоны соответствуют классу И13.

Ключевые слова: жаростойкий бетон; феррохромовый шлак; заполнитель; силикат-натриевое композиционное вяжущее; жидкое стекло; сушка; огнеупорность

Введение

Большинство технологических процессов в промышленности строительных материалов протекает в тепловых агрегатах при повышенных температурах. Наличие жаростойкой футеровки является основой стабильной работы тепловых агрегатов в таких условиях. В качестве основных футеровочных материалов используются дорогостоящие огнеупоры: шамотные, динасовые, корундовые, кордиеритовые, высокоглиноземистые и др., которые, несмотря на высокую огнеупорность, неэффективны при использовании в тепловых агрегатах с рабочей температурой до 1300 °С.

Применение жаростойких бетонов является одним из новых и прогрессивных направлений в строительстве тепловых агрегатов. Жаростойкие бетоны имеют ряд преимуществ по сравнению со штучными обжиговыми изделиями: они не требуют обжига при изготовлении, конструкции из них имеют минимальное количество швов. Бетонная технология позволяет без особых усилий изготавливать фасонные и крупноразмерные изделия, что дает возможность перейти к монтажу конструкций тепловых агрегатов с максимальным использованием средств механизации. Улучшение качества и развития производства новых видов жаростойких бетонов путем совершенствования технологии и эффективного использования сырьевых ресурсов является основным направлением технического прогресса в этой области. Одним из способов получения жаростойких бетонов с низкой себестоимостью является использование в качестве основного сырьевого компонента шлаков различных производств. В качестве вяжущего компонента при производстве жаростойкого бетона используются доступные растворимый силикат натрия и натриевое жидкое стекло.

Таким образом, разработка составов и технологии жаростойких бетонов на основе местного техногенного сырья является актуальной задачей.

Целью данного исследования является разработка составов жаростойких бетонов на силикат-натриевом композиционном вяжущем (СНКВ) и жидком стекле с применением феррохромового шлака.

Использование шлаков различных производств совместно с жидким стеклом для получения жаростойких бетонов освещено в работах [1–5]. Исследования по использованию феррохромового шлака для получения жаростойкого бетона довольно ограничены. В работе [6] с использованием феррохромового шлака разработаны силикат-натриевое вяжущее и жаростойкий бетон, где в составе вяжущего содержание самораспадающегося низкоуглеродистого шлака составляет 6 %, в заполнителе содержание шлака углеродистого феррохрома – 28 %, оставшееся: лом периклазовых огнеупоров – 62 % и силикат-глыба – 4 %. Класс указанного бетона по предельно допустимой температуре применения И16. Следовательно, разработка малокомпонентного жаростойкого бетона, у которого в составе вяжущего и заполнителя содержатся одни те же сырьевые материалы, однородные по фазовому составу, является актуальной задачей.

Жаростойкий бетон на растворимом силикате натрия (силикат-глыба) способен выдерживать эксплуатационные условия печей для получения керамических изделий, извести и других материалов с температурой обжига от 1000 до 1650 °С. Установлено [7], что огнеупорность вяжущих на основе растворимых стекол на 150– 200 °С выше, чем у бетонов на жидком стекле, следовательно, бетоны на таком вяжущем должны обладать более высокими термомеханическими и термическими свойствами. В.П. Рыбалкиным при разработке кремнистого жаростойкого бетона проведены исследования по замене жидкого стекла силикат-глыбой [8]. Полученный бетон имеет следующие основные показатели: огнеупорность – 1650 °С, термическая стойкость – 17 теплосмен, теплопроводность при 1000 °С – 1,45 Вт/м·К, прочность при сжатии – 28–26 МПа, максимальная температура применения – 1400 °С.

Технология жаростойкого бетона заключается в получении композиционного вяжущего путем совместного помола силикат-глыбы с такими огнеупорными материалами, как шамот, мел, корунд, динас, кварцит и др. В этой технологии особенно важен вид заполнителя, в качестве которого выбирают те же огнеупорные материалы. Основным фактором являлся характер химической реакции между силикатом натрия и огнеупорным компонентом при температуре плавления 800 °С и выше с образованием жаростойких соединений. В этом направлении известны работы Ю.П. Горлова, Б.Д. Тотурбиева, В.Ю. Бурова, В.А. Чеченова, З.А. Мантурова, Ф.Ш. Парамазовой и др. [9–15]. Разработке составов жаростойких бетонов посвящены работы зарубежных исследователей [16–18].

Задачи исследования:

- разработка составов силикат-натриевых композиционных вяжущих с применением феррохромового шлака и силикат-глыбы и исследование их функциональных свойств;
- подбор состава жаростойкого бетона на силикат-натриевом композиционном вяжущем и жидком стекле;
- исследование функциональных свойств жаростойких бетонов и определение оптимального состава;
- исследование фазообразования в изделиях оптимального состава.

Методы исследования свойств, структуры и фазовых превращений

Для определения фазового состава сырьевых материалов и изучения процессов фазообразования в жаростойком бетоне применялись методы рентгенофазового и дифференциально-термического анализов.

Рентгенофазовый анализ (РФА) проводился на дифрактометре ДРОН-3 с СиКа-излучением. Чувствительность методов составляет от 1 до 2 %. Рентгенофазовому анализу подвергались порошки-образцы, прошедшие через сито 100 отв/мм. Идентификация рентгенограмм осуществлялась по справочным данным [19].

Дифференциально-термический анализ (ДТА) проводился на приборе «Deridalograf» системы Паулик и Эрден (Венгрия) при скорости изменения температуры 7,5 и 10 град/мин.

Огнеупорность СНКВ и жаростойкого бетона определяли по методике [20].

Физико-механические и термические свойства жаростойкого бетона определяли по ГОСТ 20910-90 «Бетоны жаростойкие».

Описание исследования

В данной работе приводятся результаты исследований силикат-натриевого композиционного вяжущего (СНКВ) и жаростойкого бетона на основе углеродистого феррохромового шлака Актюбинского завода ОАО «Феррохром». Феррохромовый шлак представляет собой кусковой материал в виде щебня темно-серого цвета. Насыпная плотность шлака 1670 кг/м^3.

По данным РФА феррохромовый шлак представлен шпинелью ($MgAl_2O_4$) с линиями d, Å: 4.69-3.73-2.87-2.45-2.02-1.431; форстеритом ($Mg_2(SiO_4)$ с линиями d, Å: 5.107-3.882-3.491-2.762-2.349-2.263-2.158-1.747-1.495-1.392; маггемитом (Fe_3O_4) с линиями d, Å: 3.00-2.51 -2.11-1.616-1.565-1.476 (рисунок 1а). Таким образом, фазовый состав представлен в основном форстеритом и шпинелью, которые являются основными фазами некоторых огнеупорных материалов и изделий [21].

На термоаналитической кривой феррохромового шлака не зафиксированы эндо- и экзоэффекты, что свидетельствует о завершенности структурообразования и фазообразования (рис. 1б).

Составы с силикат-натриевым композиционным вяжущим

В таблице 1 приведены составы и свойства композиционного вяжущего, полученного совместным помолом силикат-глыбы и феррохромового шлака до удельной поверхности 2800–3000 см^2/г. Насыпная плотность вяжущего после помола в течение 4 часов: СГФШ-1 – 1075 кг/м^3, СГФШ-2 – 1070 кг/м^3, СГФШ-3 – 1050 кг/м^3. С повышением в составе вяжущего содержания силикат-глыбы его насыпная плотность снижается.

а

б

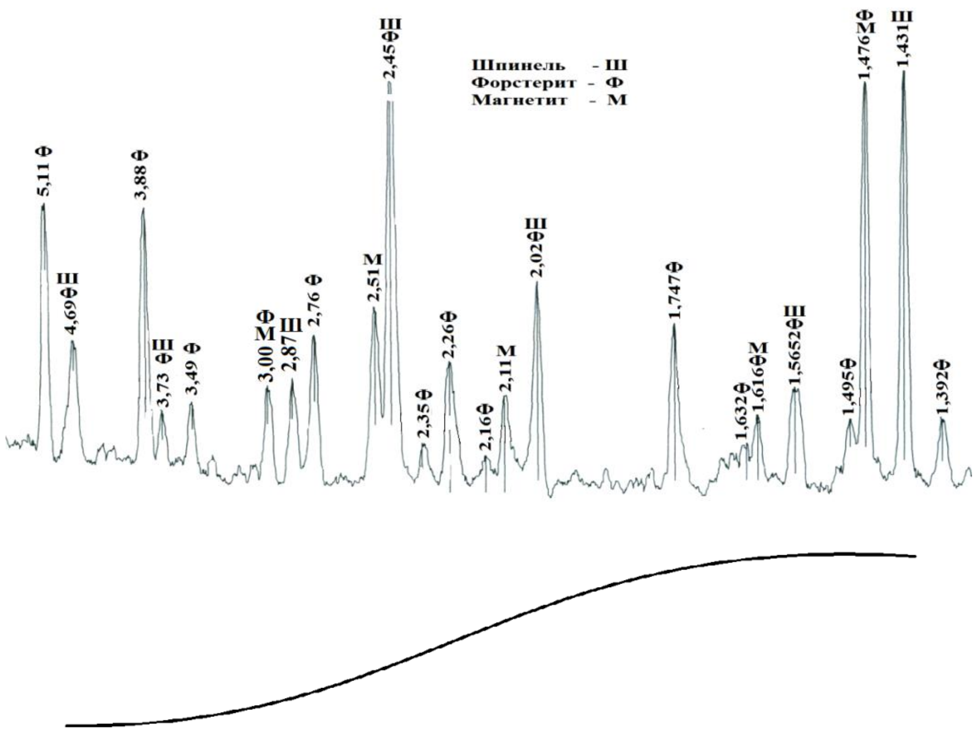


Рисунок 1. РФА (а) и ДТА (б) феррохромового шлака

Для установления физико-механических свойств СНКВ были изготовлены и испытаны стандартные образцы – балочки размерами 4х4х16 см. Формовочная влажность вяжущих составила 19–20 %. Формы с вяжущим устанавливали на виброплощадку и подвергали вибрированию до появления на поверхности «молочка» вяжущего. Твердение СГФШ осуществлялось по двухступенчатому режиму сушки в сушильном шкафу.

Первая ступень: подъем температуры до 90–95 °С в течение 1,5 часов, выдержка при этой температуре – 2 часа.

Вторая ступень сушки: подъем температуры до 200 °С в течение 1,5 часов, выдержка – 2 часа.

Таблица 1. Составы и свойства силикат-натриевого вяжущего

№ состава	Состав, мас.%		Свойства			
	ФХШ	Силикат-глыба	ρ, кг/м^3	R сж, МПа	R изг, МПа	Огнеупорность, °С
СГФШ-1	90	10	2034	27,4	1,5	1420
СГФШ-2	85	15	2032	35,1	3,0	1390
СГФШ-3	80	20	2029	33,5	2,3	1350

Несмотря на то, что по данным таблицы 1 наиболее высокой прочностью на сжатие и изгиб обладает образец вяжущего состава СГФШ-3, для дальнейших исследований нами выбран состав СГФШ-2, так как прочность данного вяжущего достаточна для получения отпускной прочности жаростойкого бетона на его основе. Увеличение же содержания силикат-глыбы (плавня) приводит к ухудшению термомеханических показателей при высоких температурах [9, 11]. Подбор оптимального режима тепловой обработки образцов проводился на вяжущем состава СГФШ-2. Результаты определения прочностных свойств вяжущего после тепловой обработки по разным режимам приведены в таблице 2.

Таблица 2. Влияние режимов тепловой обработки на прочность образцов, изготовленных на основе феррохромового шлака

№ режима	Режим сушки	$R_{изг}$, МПа	$R_{сж}$, МПа
I	1 ступень: подъем до 90–95°С – 0,5 ч, выдержка –1 ч; 2 ступень: подъем до 200°С – 0,5 ч, выдержка – 1 ч.	1,8	23,2
II	1 ступень: подъем до 90–95°С – 1ч, выдержка – 1 ч; 2 ступень: подъем до 200°С – 1ч, выдержка –1 ч.	2,3	29,3
III	1 ступень: подъем до 90–95°С – 1ч, выдержка – 1,5 ч; 2 ступень: подъем до 200°С – 1 ч, выдержка-1,5 ч.	3,0	40,2
IV	1 ступень: подъем до 90–95°С-1,5 ч, выдержка – 2 ч; 2 ступень: подъем до 200°С – 1,5 ч, выдержка – 2 ч.	3,8	50,4
V	1 ступень: подъем до 90–95°С – 1 ч, выдержка – 2 ч. 2 ступень: подъем до 200°С – 1 ч, выдержка – 2 ч.	3,4	45,9

Как видно из данных таблицы 2, наиболее высокие механические свойства вяжущего СГФШ-2 получены при термической обработке по режиму IV.

На рисунке 2 приведены ДТА (а) и РФА (б) вяжущего состава СГФШ-2 после термической обработки по режиму IV. На дифрактограмме вяжущего присутствуют пики шпинели ($MgAl_2O_4$) с линиями d, Å: 4.66-2.87-2.45-2.027-1.558 -1.433; форстерита ($Mg_2(SiO_4)$ с линиями d, Å: 5.18-4.73-3.87-3.75-3.491-3.35-2.99-2.76-2.45-2.253-2.027-1.748-1.558-1.491-1.472-1.396; маггетмита (γ- Fe_2O_3) с линиями d, Å: 2.99-2.632-2.506 -2.098-1.818-1.558-1.472. Пики основных минеральных составляющих имеют более низкую интенсивность, чем в исходном шлаке. По нашему мнению, это связано с влиянием силикат-глыбы.

ДТА силикат-натриевого композиционного вяжущего СГФШ-2 показывает наличие незначительного эндоэффекта при 680 °С, который связан, по нашему мнению, с размягчением силикат-глыбы. Экзотермический эффект при 940 °С связан с кристаллизацией новой фазы.

Основные процессы формирования структуры и фазобразования в жаростойком бетоне происходят в период эксплуатации при высоких температурах. В связи этим было исследовано фазобразование в композиционном вяжущем СГФШ-2 после термической обработки при температурах 500, 700, 900, 1100, 1200 и 1300 °С.

РФА силикат-натриевого композиционного вяжущего СГФШ-2 показал, что процессе термической обработки основные кристаллические фазы феррохромового шлака – шпинель ($MgAl_2O_4$), форстерит ($Mg_2(SiO_4)$ и маггемит (γ-Fe_2O_3) – практически не претерпевают изменений. При конечной температуре 1300 °С все кристаллические фазы – маггемит (γ-Fe_2O_3), форстерит ($Mg_2(SiO_4)$ и шпинель ($MgAl_2O_4$) – сохраняются в вяжущем СГФШ-2 с преобладанием первого. На рисунке 3 приведена дифрактограмма вяжущего СГФШ-2 после термической обработки при температуре 1300 °С в течение часа.

а

б

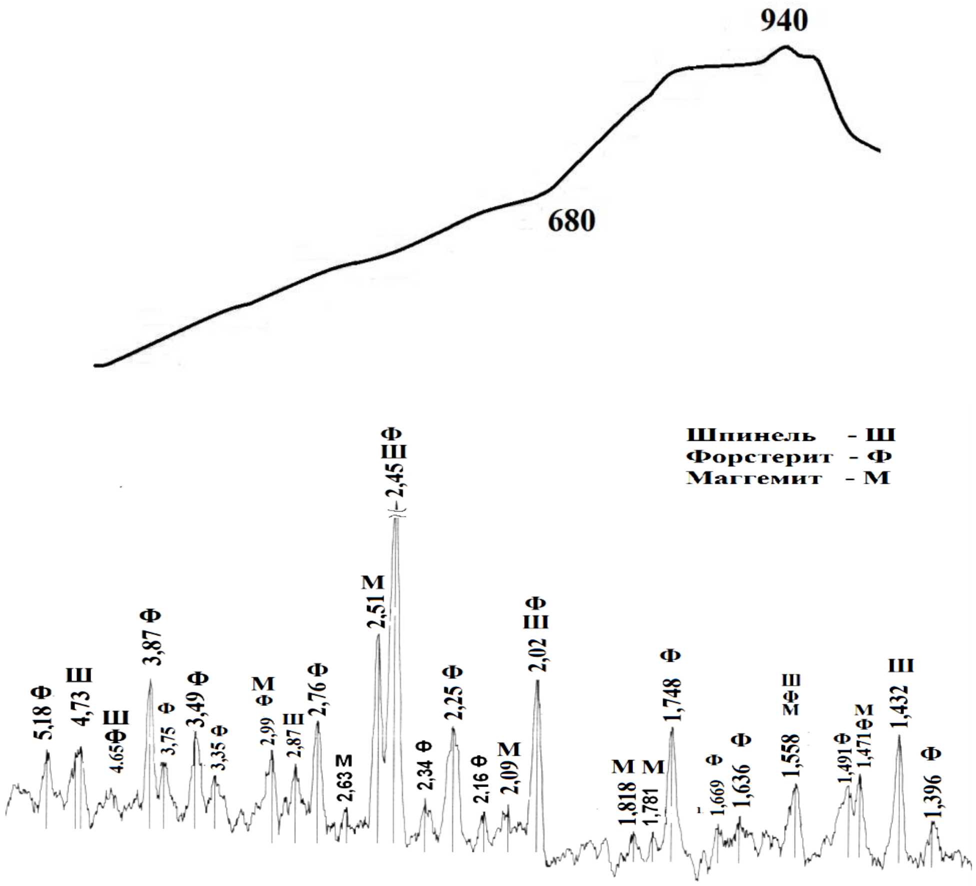


Рисунок 2. ДТА (а) и РФА (б) силикат-натриевого композиционного вяжущего СГФШ-2

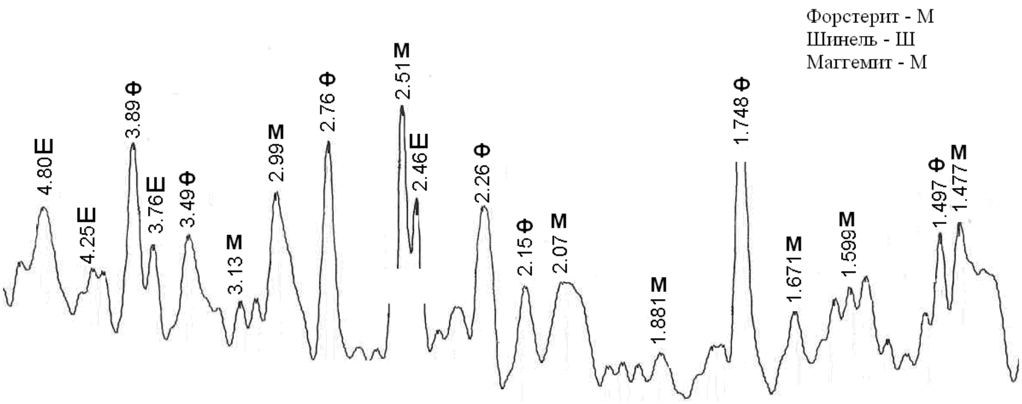


Рисунок 3. РФА силикат-натриевого композиционного вяжущего СГФШ-2 после термообработки при 1300 °С

При проектировании состава жаростойкого бетона необходимо применять близкие по своей природе и химическому составу сырьевые материалы [22]. Это объясняется тем, что в условиях высоких температур в жаростойком бетоне протекают физико-химические процессы, связанные с дегидратацией вяжущего и образованием новых химических соединений, полиморфными превращениями или жидкостным спеканием, которые сопровождаются уменьшением или увеличением объемов новообразований. Поэтому при изготовлении жаростойкого бетона использование в качестве заполнителя тех же материалов, которые применялись для изготовления вяжущего, будет способствовать снижению напряжений и появлению микротрещин в бетоне при термическом воздействии.

Для подбора состава жаростойкого бетона были исследованы шесть составов бетона с использованием силикат-натриевого композиционного вяжущего СГФШ-2. В качестве заполнителя был использован феррохромовый шлак следующих фракций: крупная 5–2,5 мм – 40–45 %, средняя 1,25–0,63 мм – 10–20 %, мелкая 0,315–0,16 мм – 10–20 % и менее 0,16 мм – 20 %. Количество воды подбирали при В/Т = 0,09…0,11. Необходимо отметить, что составы бетона однородны по фазовому составу, т. к. вяжущее и заполнители бетона изготовлены из углеродистого феррохромового шлака.

На первом этапе подбор состава жаростойкого бетона проводился на основании исследований [23]. Образцы-кубы размерами 7,07х7,07х7,07 см формовали виброуплотнением без пригруза на лабораторной виброплощадке до появления на поверхности образцов «молочка» вяжущего.

Сушку проводили по режиму сушки вяжущего СГФШ-2. В результате исследования получен бетон оптимального состава с прочностью при сжатии после сушки 26,2 МПа. Двухступенчатая сушка в интервале температур 100–200 °С также способствует более полному обезвоживанию системы и повышению когезионной прочности клеевых контактов, обеспечивающих механическую прочность композиции [24]. Согласно ГОСТ 20910-90 для определения класса бетона по потере прочности после нагревания образцы бетона подвергали термообработке при температуре 800 °С в течение 4 часов с последующим охлаждением вместе с печью. Скорость нагревания бетона составляла 2,5–3 °С/мин. После охлаждения образцы бетона выдерживались над водой в течении 7 суток и затем подвергались испытанию на прочность при сжатии. Результаты исследований свойств бетона приведены в таблице 3.

Составы с жидким натриевым стеклом

Нами были исследованы составы и свойства жаростойкого бетона на основе феррохромового шлака с применением в качестве вяжущего жидкого натриевого стекла. Для исследований использовали жидкое натриевое стекло с силикатным модулем 2,99 и плотностью 1,4 т/м^3. Для получения сравнительных данных по свойствам бетона заполнители имели практически тот же фракционный состав, который применялся при разработке жаростойкого бетона с силикат-натриевым композиционным вяжущим. В качестве тонкомолотого наполнителя использовали молотый феррохромовый шлак, просеянный через сито 0,16 мм. Формование образцов бетона осуществлялось прессованием и виброуплотнением.

Твердение образцов бетона на жидком стекле осуществляли сушкой в температурном интервале 105±5 °С в течение 48 часов. Оптимальный состав и свойства бетона на жидком стекле приведены в таблице 3.

Таблица 3. Составы и свойства жаростойких бетонов на основе феррохромового шлака

№	Фракционный состав заполнителя	Содержа-ние вяжущего	ρ, кг/м^3	$R_{сж}$, МПа (класс)	Остаточная прочность $R_{сж}$, % (после обжига 800 °С)	Температура, соответствую-щая 4%-ной деформации,°С	Класс бетона по предельно допустимой температуре применения
1	Фракция 2,5…0,16 мм – 75 %.	СГФШ-2 – 25 %	2444	26,2 (В 20)	80	1270	И 13
2	Фракция 2,5…0,16 мм – 86,8 %	Жидкое стекло – 13,2 %	2408	25,8 (В 20)	75,3	1270	И13

Как видно из данных таблицы 3, свойства жаростойкого бетона на силикат-натриевом композиционном вяжущем и на жидком стекле практически идентичны. Высокие механические и термические свойства бетона на жидком стекле обусловлены высокой адгезией жидкого стекла по отношению к наполнителю и заполнителю.

Заключение

1. Разработаны составы силикат-натриевого композиционного вяжущего и жаростойкого бетона на основе углеродистого феррохромового шлака, однородных по фазовому составу.

2. Однородность фазового состава заполнителя и наполнителя бетона при высокотермической обработке снижает усадочные деформации и повышает трещиностойкость бетона, что способствует повышению его прочности.

3. С применением жидкого стекла на основе углеродистого феррохромового шлака разработан состав жаростойкого бетона, твердение которого осуществляется сушкой в интервале температур 105±5 °С без введения специального отвердителя в виде NaF.

4. Установлено, что свойства жаростойких бетонов на силикат натриевом-композиционном вяжущем и на жидком стекле практически идентичны, что свидетельствует о взаимозаменяемости вяжущих и имеет практическую значимость.

5. Основные кристаллические фазы форстерит, шпинель и маггемит, присутствующие в бетоне, при высокотемпературной обработке не претерпевают изменений, что является показателем их высокой огнеупорности.

6. Разработанные составы жаростойких бетонов по предельно допустимой температуре применения соответствуют классу бетона И13 и могут быть использованы для разработки технологии жаростойких изделий на их основе с температурой применения до 1300 °С.

Работа выполнена в рамках гранта на финансирование научных исследований № 0112РК00380.

Литература

1. Ганник Н.И. Жаростойкие бетоны на основе жидкого стекла, шлака. Автореф. дисс…канд. техн. наук. Днепропетровск, 1990. 17 с.
2. Кононов В.П. Прочностные и деформативные свойства шлакощелочных высокопрочных бетонов на основе высокомодульного жидкого стекла. Автореф. дисс…канд. техн. наук:. Киев: КИСИ, 1990. 19 с.
3. Приходько А.П., Дибров Г.Д. Жаростойкий бетон на вяжущем из жидкого стекла и алюмокальциевого (синтетического) шлака // Тез. докл. Всес. конф. «Жаростойкий бетон и железобетон на основе металлургических шлаков, вермикулита и их применение в тепловых агрегатах промышленности строительных материалов». Челябинск, 1977. 290 с.
4. Хрипун Н.Д. Жаростойкий бетон на портландцементе и жидком стекле с заполнителями из шлаков марганцевых ферросплавов. Автореф. дисс… канд. тех. наук: М.: НИИБиЖБ, 1988. 25 с.
5. Позднякова Н.К. Жаростойкий торкретбетон на жидком стекле. Автореф. дисс….канд. тех. наук: М.: ВНИИ Монтажспецстрой, 1974. 20 с.
6. Абылгазин Д.Ж. Жаростойкий бетон с применением шлаков феррохромового производства. Автореф. дисс….канд. тех. наук. М.: МГСУ, 1995. 18 с.
7. Тарасова А.П. Жаростойкие вяжущие на жидком стекле и бетоны на их основе. М.: Стройиздат, 1982. 133 с.
8. Рыбалкин В.П. Безобжиговый жаростойкий кремнеземистый бетон на силикат-натриевом композиционном вяжущем. Автореф. дисс….канд. тех. наук. М.: МИСИ, 1987. 22 с.
9. Горлов Ю.П., Меркин А.П., Зейфман М.И. Тотурбиев Б.Д. Жаростойкие бетоны на основе композиций из природных техногенных стекол. М.: Стройиздат, 1966. 143 с.
10. Горлов Ю.П., Чеченов В.А., Тотурбиев Б.Д. Жаростойкий высокоглиноземистый бетон на силикат-натриевом вяжущем // Бетон и железобетон. 1986. №10. С. 6–8.
11. Тотурбиев Б.Д. Строительные материалы на основе силикат-натриевых композиций. М.: Стройиздат, 1988. 208 с.
12. Буров В.Ю. Жаростойкие бетоны для футеровки зоны спекания цементных вращающихся печей. Дис. докт. техн. наук. М.: МГСУ, 1994. 268 с.

13. Чеченов В.А. Высокоглиноземистый жаростойкий бетон на силикат-натриевом композиционном вяжущем. Автореф. дисс….канд. техн. наук. М.: МИСИ, 1986. 16 с.

14. Мантуров З.А. Выбор рациональных технологических параметров жаростойкого бетона на основе силикат-натриевых композиционных вяжущих. // Инженерно-строительный журнал. 2012. №3. С. 63–68.

15. Парамазова Ф.Ш. Жаростойкий бетон на комплексном вяжущем. Автореф. канд. тех. наук. Ростов на Дону: РДАС, 1996. 20 с.

16. Jong-Pil Won, Soo-Hwan Kim, Su-Jin Lee, Se Jin Choi. Special Section on Recycling Wastes for Use as Construction Materials // Construction and Building Materials Journal. 2013. Vol. 40. Pp. 753–762.

17. Building Structure and Materials Research Department, Research Institute of Industrial Science and Technology, Republic of Korea, Incheon. Pp. 406–840.

18. Choi Se-Jin, Kim. Soo-Hwan, Lee. Su-Jin, Won. Rosa, Won. Jong-Pil, Fireproof high-strength concrete // Construction and Building Materials. 2013. Vol. 38. Pp. 181–187.

19. Михеев И.А. Рентгенографический определитель минералов. М.,1957. 860 с.

20. ГОСТ 4069-69. Огнеупоры и огнеупорное сырье. Метод определения огнеупорности. М.: Государственный комитет СССР по стандартам, 1970.

21. Стрелов К.К. Структура и свойства огнеупоров. М.: Металлургия, 1982. 208 с.

22. Стрелов К. К. Теоретические основы технологии огнеупорных материалов. М.: Металлургия, 1985. 408 с.

23. Шарипова Г.А. Безобжиговый жаростойкий кремнеземистый бетон на силикатно-натриевом композиционном вяжущем. Магистерская диссертация. Алматы: КаГАСА, 2004. 98 с.

24. Матвеев М.А. Растворимость стеклообразных силикатов натрия. М.: Промстройиздат,1957. 108 с.

Маратбек Турабайулы Жугинисов, г. Алматы, Казахстан
Тел. раб.: +7(727)2577177; эл. почта: maratbek51@mail.ru

Менлибай Мырзахметович Мырзахметов, г. Алматы, Казахстан
Тел. раб.: +7(727)2396591; эл. почта: myrzahmetov@mail.ru.

Даулет Турысович Сартаев, г. Алматы, Казахстан
Тел. раб.: +7(727)2577402; эл. почта: sartayev_d@mail.ru.

Елжан Серикович Орынбеков, г. Алматы, Казахстан
Тел. раб.: +7(727)2577402; эл. почта: eljan_79@mail.ru

doi: 10.5862/MCE.51.6

Опыт внедрения мелкозернистых бетонов при производстве дорожных плит

К.т.н., доцент Н.М. Красиникова;
к.т.н., доцент Н.М. Морозов;
к.т.н., доцент И.В. Боровских;
д.т.н., профессор В.Г. Хозин,
Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Аннотация. В этой статье рассмотрен пример внедрения мелкозернистого бетона при производстве железобетонных изделий. Актуальность разработки заключается в получении высококачественного материала с использованием местного сырья.

Преимуществом использования высокопрочных мелкозернистых (песчаных) бетонов является снижение массы конструкций в несущих железобетонных элементах зданий за счет уменьшения объема бетона (до 50 %). Снижение массы в свою очередь приводит к экономии всех материалов, входящих в состав бетона (до 50 %), а при равных размерах сечений можно сократить и расходы арматурной стали – на 30 %. При этом также снижаются трудоемкость изготовления, транспортные расходы и приведенные затраты.

Проведена замена производственного состава бетона дорожных плит для постоянных дорог (крупнозернистый бетон класса В25) на разработанный мелкозернистый бетон В60. Показано, что использование песчаного бетона класса В60 для изготовления дорожных плит по ГОСТ 21924.2-84 приводит к увеличению их несущей способности. Запас по деформационным показателям составляет 80 %, по прочностным показателям более 100 % относительно контрольных нагрузок, указанных в ГОСТ 21924.2-84.

Ключевые слова: мелкозернистый бетон; суперпластификаторы; зерновой состав; наполнители; прочность; дорожная плита

Основным строительным материалом, обеспечивающим высокую несущую способность и длительный срок службы, является бетон [1, 2]. Развитие современного бетоноведения направлено, с одной стороны, на повышение физико-механических характеристик бетона [3], а с другой стороны, на снижение затрат при производстве и эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций. Для реализации данных задач необходимо применение инновационных технологий при производстве бетона [4].

В настоящее время одним из приоритетных направлений развития промышленности строительных материалов является производство песчаных бетонов и изделий из них (исследование данного направления «Высокопрочные песчаные бетоны повышенной долговечности» было профинансировано в рамках гранта президента РФ МК3863.2009.8). Актуальность разработки заключается в получении высококачественного материала с использованием местного сырья. Практически вся европейская территория России (кроме Северо-Западного федерального округа) либо вообще не имеет месторождений крупного заполнителя, либо это месторождения слабых осадочных пород, поэтому внедрение песчаных бетонов при строительстве в этих регионах имеет большое значение [5, 6].

Преимуществами использования высокопрочных мелкозернистых (песчаных) бетонов являются:

а) снижение массы конструкций в несущих железобетонных элементах зданий за счет уменьшения объема бетона (до 50 %), приводящее к экономии всех материалов, входящих в состав бетона (до 50 %), а при равных размерах и к сокращению расходов арматурной стали (на 30 %); при этом также снижаются трудоемкость изготовления, транспортные расходы и приведенные затраты [7];

б) получение высокопрочных изделий с повышенными эксплуатационными характеристиками [8].

Следует отметить и недостатки цементно-песчаного бетона, сдерживающие темпы его производства и применения в строительстве. Прежде всего, недостатки обусловлены структурой цементно-песчаного бетона, для которой характерны: большая однородность и мелкозернистость, высокое содержание цементного камня, отсутствие жесткого каменного скелета, повышенные пористость и удельная поверхность твердой фазы [9]. Так, например, в мелкозернистых бетонах деформации усадки могут быть в 1,5–2 раза выше, чем у равнопрочных тяжелых бетонов с крупным заполнителем. Следует также отметить, что в нормативных документах (СНиП 2.03.01-84*, табл. 2.1) модуль упругости для тяжелого и мелкозернистого бетонов ограничивается бетоном классов В80 и В40 соответственно.

Целью работы явилось получение высокопрочного мелкозернистого бетона, не уступающего по эксплуатационным свойствам бетонам на тяжелом крупном заполнителе.

Авторы считают, что недостатки мелкозернистого бетона можно устранить за счет повышения его прочности, и решают эту проблему оптимизацией гранулометрического состава песка и использованием эффективных химических добавок.

Повышенную пористость песчаного бетона предложено снизить следующими способами:

- применением эффективных супер- и гиперпластификаторов нового поколения, в том числе на основе поликарбоксилатов, повышающих предел прочности за счет снижения водосодержания бетонной смеси, равной подвижности, до 40 % [10–15];
- получением оптимального гранулометрического состава заполнителей;
- применением наполнителей.

Для выбора пластификатора была оценена не только водоредуцирующая способность, но и восприимчивость мелкозернистых смесей к добавлению воды. В работе использовали методику Окамуры [16] для определения степени восприимчивости бетонной смеси к добавлению воды. В методике используется стандартный конус, расположенный на встряхивающем столе, в который заливается бетонная смесь. Затем конус поднимают, бетонная смесь под действием встряхиваний расплывается, после чего фиксируется значение расплыва конуса по его диаметру. Начальная подвижность бетонной смеси соответствовала расплыву стандартного конуса диаметром 110 мм. Далее в смесь добавляется 20 мл воды, после чего его повторно подвергают встряхиванию. После этого строится зависимость расплыва конуса от расхода воды. По характеру угла наклона результирующей прямой определяется чувствительность бетонной смеси к добавлению воды. Для приготовления смесей использовали состав Ц:П = 1:3.

Как видно из рисунка 1, при использовании песка с модулем крупности Мк = 1,5 наибольший водоредуцирующий эффект наблюдается при введении добавки Melflux, при этом чем выше подвижность смеси, тем выше водоредуцирующий эффект. Чувствительность смесей с добавкой Melflux также выше по сравнению с другими добавками. Эффективность добавок С-3 и Glenium (линии 2 и 5) в этих мелкозернистых смесях идентична.

При использовании песка с модулем крупности Мк = 2 (рис. 2) увеличивается эффективность у добавки Glenium и падает у добавки С-3. Наибольший водоредуцирующий эффект также наблюдается при использовании добавки Melflux и составляет 26 %. Чувствительность к добавлению воды максимальная в смесях с добавкой Glenium. Чем выше этот показатель, тем меньше воды нужно добавить, чтобы увеличить подвижность бетонной смеси до требуемых значений.

В мелкозернистых смесях на песке с модулем крупности Мк = 2,5 водоредуцирующий эффект при использовании добавки лигносульфонатов (ЛСТ) резко снижается, а при использовании добавки Melflux заметно возрастает до 32 % (рис. 3), максимальная чувствительность смесей к добавлению воды наблюдается при использовании добавок Melflux и Glenium.

При использовании песка с наибольшим модулем крупности Мк = 3 чувствительность мелкозернистых смесей к добавлению воды резко возрастает. При использовании поликарбоксилатных пластифицирующих добавок, а также при увеличении расхода воды всего на 10 % расплыв конуса увеличивается в 2 раза. Наибольший водоредуцирующий эффект наблюдается при использовании добавки Melflux и составляет 35 %.

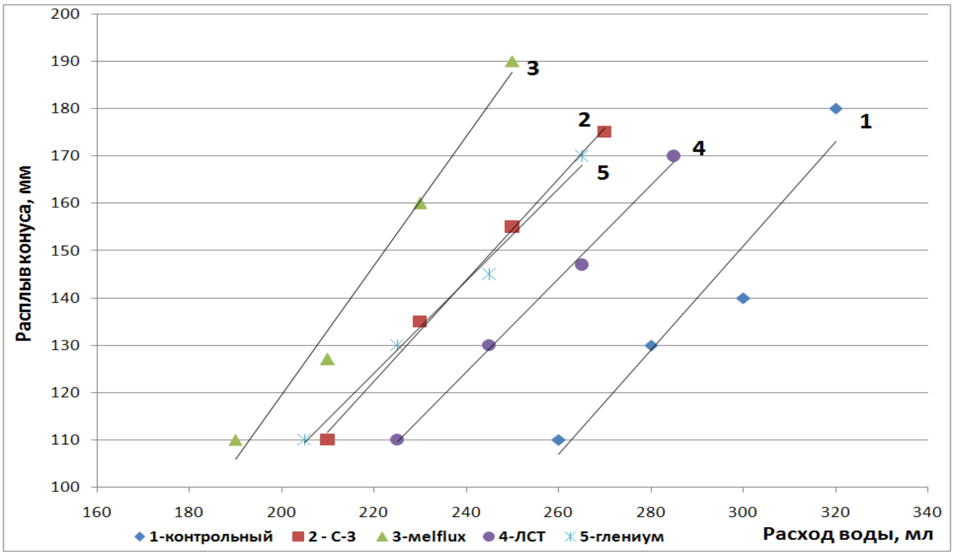


Рисунок 1. Влияние добавок на восприимчивость смесей к добавлению воды при Мк = 1,5

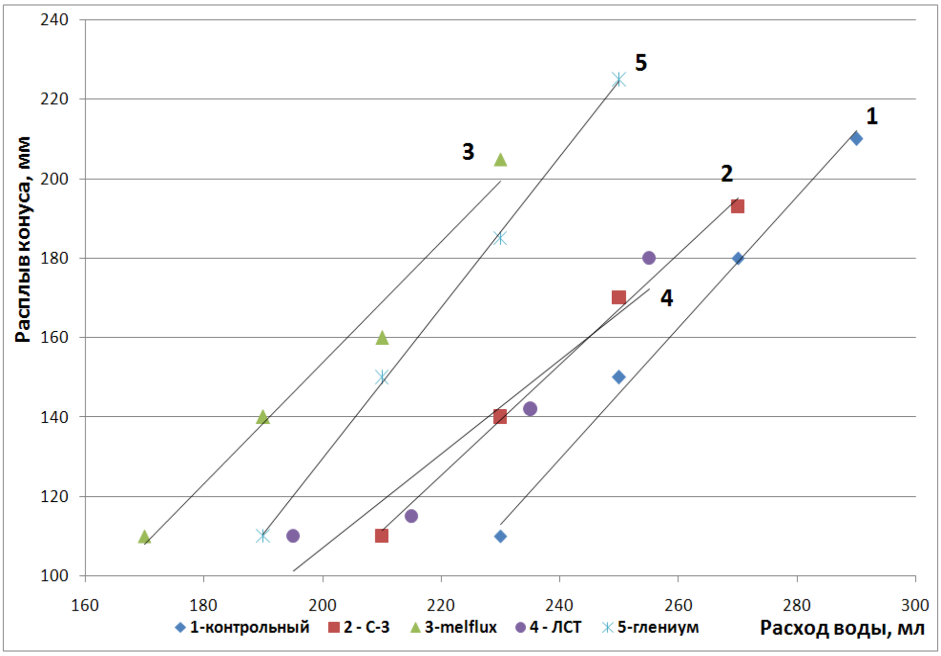


Рисунок 2. Влияние добавок на восприимчивость смесей к добавлению воды при Мк = 2

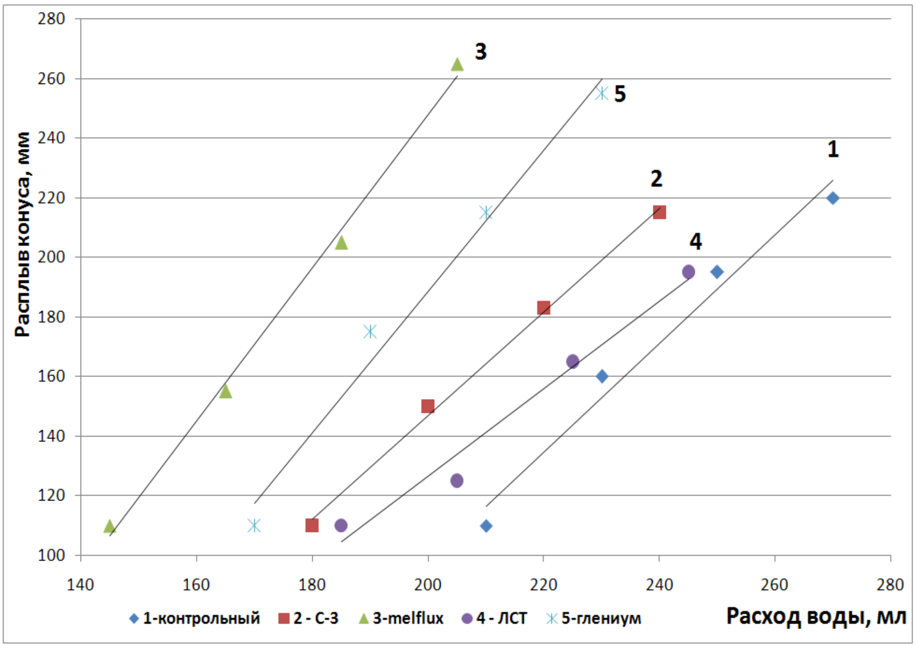


Рисунок 3. Влияние добавок на восприимчивость смесей к добавлению воды при Мк = 2,5

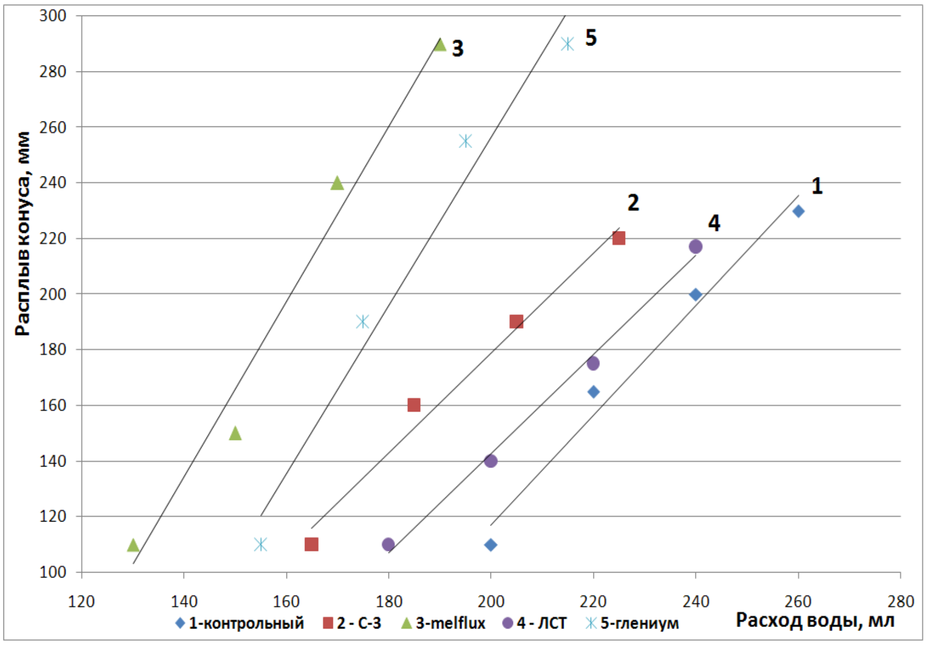


Рисунок 4. Влияние добавок на восприимчивость смесей к добавлению воды при Мк = 3

Как видно из рисунков 1–4, при увеличении модуля крупности песка заметно снижается не только водоредуцирующая способность добавки ЛСТ, но и чувствительность смесей при ее использовании к добавлению воды. При использовании пластифицирующих добавок поликарбоксилатного типа водоредуцирующий эффект также увеличивается при росте модуля крупности.

Полученные результаты также согласуются с исследованиями [7], где показано оптимальное содержание фракций в песке: 5–1,25 мм – 60 %, 1,25–0,315 мм – 20 % и 0,315–0,14 мм – 20 %. Данное соотношение фракций позволяет получить минимальную пустотность песка при невысокой удельной поверхности, что соответствует песку с модулем крупности 3,16–3,2. Показано, что мелкозернистый бетон, приготовленный на песке с Мк = 3,1–3,2, позволяет получить максимальные прочностные характеристики.

В ряде работ [17–21] отмечается, что добавка наполнителя в составе вяжущего позволяет релаксировать напряжения при структурообразовании цемента, повышая однородность по прочности и деформативности, а также поглощать энергию роста трещин, останавливать их рост за счет ветвления и, как следствие, улучшать его физико-механические показатели. Однако основными проблемами при использовании минеральных добавок к вяжущим веществам для бетона являются дисперсность и количество этих добавок, которое допускается вводить в цементы без снижения их прочности, а также способ их введения в бетон (в составе многокомпонентных цементов или раздельно с цементом). По мнению авторов работ [22, 23], оптимальное содержание наполнителя в цементных бетонах не должно превышать 10–20 %. По оптимальной дисперсности наполнителя существуют две точки зрения. Так, по мнению авторов [24, 25, 26], оптимальная дисперсность минеральной добавки должна превышать на 120–200 $м^2$/кг дисперсность цемента. При таком использовании минеральных добавок реализуется более плотная упаковка исходной матрицы многокомпонентного цемента за счет распределения тонкодисперсных частиц в межзерновых пустотах более грубодисперсных зерен цемента. При твердении цемента происходит более активное взаимодействие частиц добавок с гидроксидом кальция, образующимся при гидратации минералов клинкера с появлением высокопрочных низкоосновных и мелкозернистых гидросиликатов кальция. С этой точки зрения микрокремнезем является эффективным наполнителем в цементных бетонах, так как отличается малым размером зерен и высокой активностью по отношению к оксиду кальция.

На основании проведенных исследований был получен состав мелкозернистого бетона класса В80 (табл. 1).

Таблица 1. Состав и свойства бетонной смеси и бетона класса В80

№ сос-тава	Расход материалов, кг/$м^3$							Подвиж-ность бетонной смеси (ОК), см	Плот-ность бетонной смеси, кг/$м^3$	Средняя прочность бетона на сжатие в возрасте, МПа	
	Це-мент[1]	Пе-сок	Ще-бень	Melflux 2651	добавка МБ10-30С	МК-85	вода			после ТВО	28 суток
1	520	1700	-	2,08		26	140	16	2370	70,3	94,1
2	550	1680	-	2,2		27,5	140	16	2370	70,8	105,3
3	580	1660	-	2,32		29	141	17	2375	72,5	106,2
4[2]	480	750	990		100	-	141	17	2450	71,2	106,0

Примечания

1 – в качестве вяжущего использовали цемент ПЦ500 Д0 Вольского цементного завода;

2 – данные С.С. Каприелова [27].

Из таблицы 1 видно, что для получения бетона класса В80 необходимо 550 кг цемента на 1 $м^3$ бетона, так как дальнейшее увеличение расхода не ведет к повышению прочности.

Для эффективного применения разработанного состава высокопрочного мелкозернистого бетона были исследованы его эксплуатационные свойства. Авторами установлено, что снижение усадки возможно за счет оптимизации гранулометрического состава песка, вследствие уменьшения его пустотности и совместного действия пластифицирующих добавок и наполнителя. Так, у разработанного песчаного бетона класса по прочности на сжатие В80 (табл. 1) усадка снизилась на 61 %, что практически приблизилось к показателям крупнозернистого тяжелого бетона. Сравнительные эксплуатационные свойства высокопрочного мелкозернистого и крупнозернистого бетонов представлены в таблице 2.

Таблица 2. Свойства высокопрочного мелкозернистого и крупнозернистого бетонов

№	Состав бетонной смеси, кг/$м^3$					Прочность бетона на сжатие, МПа через 28 сут	Прочность бетона при изгибе, МПа через 28 сут	Призменная прочность, МПа	Модуль упругости, МПа
	цемент	щебень	песок	добавка	Напол-нитель				
1*	480	990	750	100 МБ10-30С	-	98,1	7,12	71,3	44200
2	550	-	1680	2,2 Melflux	27,5 МК	106,2	9,82	82,3	43200

Примечание: * данные С.С. Каприелова [27].

Как видно из таблицы 2, песчаный бетон в сравнении с крупнозернистым имеет более высокую призменную прочность, а модуль упругости незначительно уступает значениям крупнозернистого бетона. Увеличение призменной прочности в мелкозернистом бетоне связано с увеличением количества контактов цементного камня с заполнителем. Кроме того, совместное использование микрокремнезема и суперпластификаторов снижает пористость в контактной зоне цементного камня с заполнителем, что также способствует увеличению прочности на растяжение при изгибе и, соответственно, призменной прочности. Снижение модуля упругости (на 2,3 %) связано с увеличением объема цементного камня в бетоне.

В таблице 3 представлены составы с пониженным расходом цемента. Характер разрушения крупнозернистого и мелкозернистого бетонов (табл. 3) представлен на рисунках 5–6.

Таблица 3. Составы и свойства бетонов с суперпластификаторами и наполнителями

№	Цемент, кг	Песок, кг	Щебень, кг	МК-85, кг	Пластификатор, кг	В/Ц	Прочность на сжатие, МПа	
							7 сутки	28 сутки
1	450	700 (обычный)	1150	45	С-3 (0,8 %) 3,6	0,44	51,9	83
2	500	1650 (фракц.)	-	50	Melflux (0,5 %) 2,5	0,29	69,1	98,6

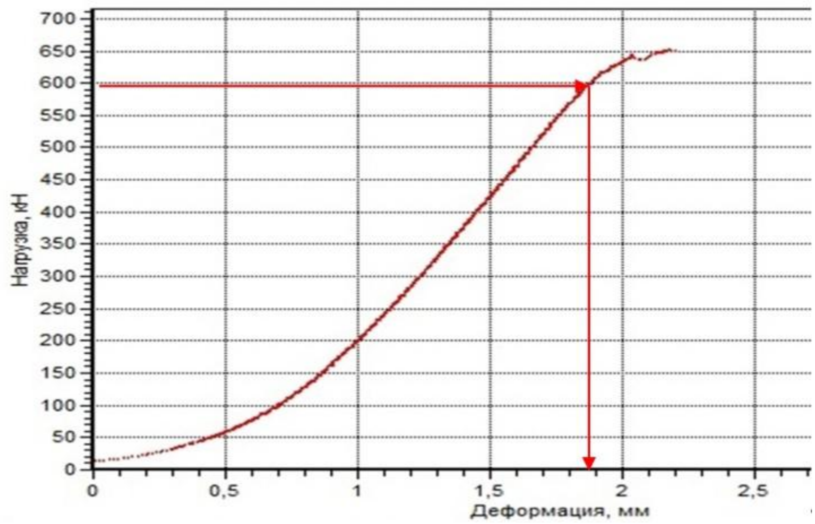


Рисунок 5. График разрушения крупнозернистого бетона класса В60 (состав 1, табл. 3)

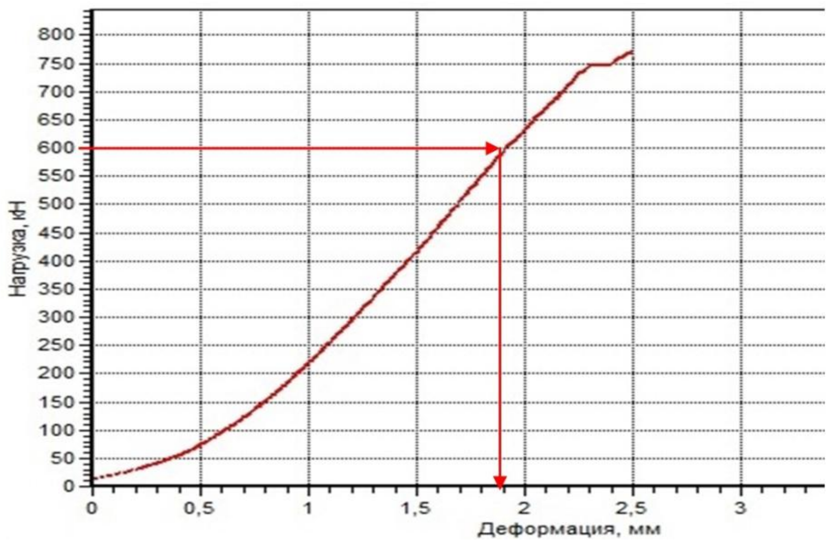


Рисунок 6. График разрушения мелкозернистого бетона класса В70 (состав 2, табл. 3)

Как видно из рисунков 5 и 6, угол наклона прямого участка кривой разрушения одинаковый и деформации при равной нагрузке тоже идентичны.

Таким образом, показано, что в мелкозернистом бетоне оптимизацией гранулометрического состава песка с использованием эффективных химических добавок и наполнителя можно устранить его недостатки.

Для оценки эффективности применения высокопрочного мелкозернистого бетона была проведена опытно-промышленная проверка песчаного бетона на производстве железобетонных изделий на заводе «ЖБИ-210», г. Набережные Челны. Выбор номенклатуры изделий для замены производили из расчета более жестких эксплуатационных свойств работы изделия. Произведена замена производственного состава бетона дорожных плит для постоянных дорог (крупнозернистый бетон класса В25) на разработанный мелкозернистый бетон В60, к которому предъявляются высокие требования по трещиностойкости, прочности на изгиб и морозостойкости. Следует отметить, что при производстве ЖБИ (на рядовых заводах) класс бетона обычно не превышает В30, а мы ориентированы на изготовление высокопрочных бетонов. Увеличив класс бетона с В25 до В60, мы получим более высокие характеристики бетона изделия, и это даст нам в будущем возможность уменьшить толщину изделия или снизить расход стали (за счет уменьшения диаметра рабочей арматуры или ее количества).

Полученная в производственных условиях бетонная смесь имела ОК = 6 см (табл. 4). Формование изделия производили на виброплощадке.

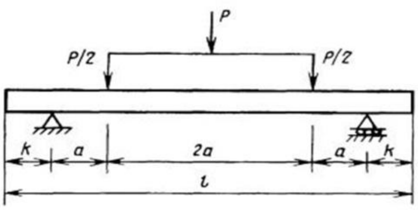
Таблица 4. Характеристика разработанного бетона для дорожных плит

Состав бетонной смеси, кг/м^3				Прочность бетона, МПа через 28 сут на сжатие*	Прочность бетона, МПа через 28 сут при изгибе	Морозостойкость бетона изделий, цикл	Водонепроницаемость бетона изделий, цикл
Цемент ПЦ500 Д0	Песок фракционированный	Добавка Melflux 2651F	Микрокремнезем МК-85				
550	1600	2,75	27,5	85,2	10,5	F300	W16

Примечание: * изделия проходили тепловую обработку в ямной камере по режиму 3-9-2 ч, при температуре 60 °С.

При использовании дорожных плит обязательным условием является испытание их на трещиностойкость. Типоразмер и схема испытания изготовленных при апробации плит приведены в таблице 5.

Таблица 5. Типоразмер дорожной плиты

Типоразмер и схема испытания плиты	*l*, мм	*a*	*k*
2ПК30.18-30 	3000	700	100

Результаты испытания изготовленных плит на трещиностойкость представлены в таблице 6.

Из таблицы 6 видно, что плиты из песчаного бетона удовлетворяют требованиям ГОСТ 21924.2-84: так, фактический прогиб при нагрузке N = 4 т составил f_0 = 1,88 мм, что меньше значения предельно допустимого прогиба f_0 = L/300 = 9,3 мм, и разрушения при контрольной нагрузке N = 7 т не произошло.

Таким образом, использование песчаного бетона класса В60 для изготовления дорожных плит по ГОСТ 21924.2-84 приводит к увеличению несущей способности плит. Запас по деформационным показателям составляет 80 %, по прочностным показателям более 100 % относительно контрольных нагрузок, что дает основания для снижения толщины изделия (экономии бетона в изделии) или количества арматурной стали.

Таблица 6. Результаты испытания дорожных плит

№	Прочность, МПа		Трещиностойкость		Макс. нагрузка при испытании, кг / состояние плиты
	После ТВО	28 сут.	Контрольная нагрузка по трещ-ти, кг / прогиб, мм	Контрольная нагрузка по прочности, кг /факт. прогиб, мм (допустимый прогиб)	
1	58,0	81,4	4000 / 1,88	7000 / 5,86 (9,3)	14000 / не разрушена
2	57,1	79,6	4000 / 1,91	7000 / 5,69 (9,3)	14000 / не разрушена

Примечания:
1. Фактическую прочность бетона определяли механическим методом неразрушающего контроля при использовании прибора «Schmidt-hammer» модель №34.
2. Значение контрольной нагрузки без учета собственного веса плиты при испытании плит по прочности равно 7.0 т (68.6 кН).
3. Значение контрольной нагрузки без учета собственного веса плиты при испытании плит по трещиностойкости принято 3.8 т (37.2 кН), приняли 4,0 т.
4. Контрольная ширина раскрытия трещин при испытании плит по 1-й группе предельных состояний не превысила 0,5 мм. Ширину раскрытия трещин замеряли в местах ее наибольшего раскрытия при помощи отсчетного микроскопа типа МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм и набора щупов по НТД.
5. Контроль прогибов выполнялся с использованием прогибомеров 6-ПАО по ТУ 4273-095-02221190-2006.
6. Контроль расстояний между опорами и центровка образцов выполнялись с использованием рулетки 2-го класса точности со шкалой номинальной длины 7,5 м по ГОСТ 7502-89.

Выводы

1. Показана возможность устранения недостатков песчаных бетонов. Получен высококачественный песчаный бетон классов В60÷В80 на основе местного сырья.

2. Показано, что добавки на основе лигносульфонатов (ЛСТ) проявляют себя лучше на мелких песках, тогда как добавки на основе сульфированных нафталинформальдегидных поликонденсатов (С-3) и поликарбоксилатов (Melflux и Glenium) эффективны при использовании песка с большим модулем крупности.

3. Использование песчаного бетона класса В60 для изготовления дорожных плит по ГОСТ21924.2-84 приводит к увеличению несущей способности плит. Запас по деформационным показателям составляет 80 %, по прочностным показателям – более 100 % относительно контрольных нагрузок, что дает основания для экономии бетона в изделии или количества арматурной стали.

В заключение хотели бы поблагодарить руководство и работников завода «ЖБИ-210» г. Набережные Челны за оказанную помощь и участие.

Данное исследование проведено по заданию №7.1955.2014/К на выполнение научно-исследовательской работы в рамках проектной части государственного задания в сфере научной деятельности Министерства образования и науки Российской Федерации.

Литература

1. Соловьева В.Я., Степанова И.В., Ершиков Н.В., Коробов Н.В., Старчуков Д.С. Проектирование высокопрочного бетона с улучшенными физико-механическими характеристиками // Бетон и железобетон. 2007. №3. С. 16–18.
2. Ферронская А.В., Кожиев С.Б. Высококачественный мелкозернистый бетон для дорожных покрытий // Строительные материалы. 2005. №4. С. 58–59.
3. Chong Wang, Changhui Yang, Fang Liu, Chaojun Wan, Xincheng Pu. Preparation of Ultra-High Performance Concrete with common technology and materials // Cement and Concrete Research. 2012. No.34. Pp. 538–544.
4. Красиникова Н.М., Морозов Н.М., Хохряков О.В., Хозин В.Г. Оптимизация состава цементного бетона для аэродромных покрытий // Известия КазГАСУ. 2014. №2. С. 41–47.
5. Кузнецов Е.Н. Ползучесть и другие физико-механические свойства высокопрочных мелкозернистых бетонов нового поколения на основе органоминеральных модификаторов. Автореф. дисс.… к.т.н. М.: Издательство НИИЖБ, 2004. 33 с.
6. Патент №2229452 С04 В28/04 Бетонная смесь.

7. Морозов Н.М., Мугинов Х.Г., Хозин В.Г., Антаков А.Б. Высокопрочные песчаные бетоны для монолитного строительства // Известия КазГАСУ. 2012. №2. С.183–188
8. Якупов М.И., Морозов Н.М., Боровских И.В., Хозин В.Г. Модифицированный мелкозернистый бетон для возведения монолитных покрытий взлетно-посадочных полос аэродромов // Известия КазГАСУ, .2013. №4. С. 257–261.
9. Баженов Ю.М., Магдеев У.Х., Алимов Л.А., Воронин В.В., Гольденберг Л.Б. Мелкозернистые бетоны: Учебное пособие. М.: МГСУ, 1998. 148 с.
10. Spiratos N., Page M., Mailvaganam N.P., Malhotra V.M., Jolicoeur C. Superplasticizers for Concrete. Fundamentals, Technology and Practice. Ottawa(Canada), 2003.-322 p.
11. Neville A.M., Brooks I.I. Time dependet behavior of concrete containing a plasticizer // Concrete. 1975. No. 10. Pp. 33–37.
12. Kwan A.K.H., Fung W.W.S. Roles of water film thickness and SP dosage in rheology and cohesiveness of mortar // Cement and Concrete Research. 2012. No. 34. Pp. 121–130.
13. Aggarwal P., Siddique R., Aggarwal Y., Gupta S. M. Self-Compacting Concrete - Procedure for Mix Design // Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies. 2008. Issue 12. Pp. 15–24.
14. Plank J., Hirsch C. Impact of zeta potential of early cement hydration phases on superplasticizer adsorption // Cement and Concrete Research. 2007. Vol. 37. Pp. 537–542.
15. Koizumi K., Umemura Y., Tsuyuki N. Effects of Chemical Admixtures on the Silicate Structure of Hydrated Portland Cement. Differences on Adsorption Mechanisms // Proceedings of the 12th International Congress on the Chemistry of Cement. Montreal, 2007. Pp. 64–71.
16. Okamura H., Ouchi M. Self-Compacting Concrete // Journal of Advanced Concrete Technology. 2003. Vol. 1. No.1. Pp. 5–15.
17. Бабков В.В., Полак А.Ф., Комохов П.Г. Аспекты долговечности цементного камня // Цемент. 1988. №3. С. 14–16.
18. Sarah C. Taylor-Lange, Kyle A. Riding, Maria C.G. Juenger Increasing the reactivity of metakaolin-cement blends using zinc oxide // Cement and Concrete Research. 2012. Vol. 34. Pp. 835–847.
19. Комохов П.Г. Механико-энергетические аспекты процессов гидратации, твердения и долговечности цементного камня // Цемент. 1987. № 2. С. 20–22.
20. Imene Joudi-Bahri, Andre Lecomte, Mongi Ben Ouezdou, Taoufik Achour. Use of limestone sands and fillers in concrete without superplasticizer // Cement and Concrete Research. 2012. Vol. 34. Pp. 801–807.
21. Mateusz Radlinski, Jan Olek. Investigation into the synergistic effects in ternary cementitious systems containing portland cement, fly ash and silica fume // Cement and Concrete Research. 2012. Vol. 34. Pp. 451–459.
22. Краснов А.М. Высоконаполненный мелкозернистый бетон повышенной прочности // Строительные материалы.2003. №1. С. 8–10.
23. Perraki T., Kontori E., Tsivilis S., Kakali G. The effect of zeolite on the properties and hydration of blended cements // Cement and Concrete Research. - #32, 2010. – P. 128–133.
24. Pistilli M.F. The Variability of Condensed Silica Fume from a Canadien Sourse and its Influence on the Properties of Portland Cement Concrete // Cement, Concrete and Aggregate. 1984. Vol. 6. No. 1. Pp. 33–37.
25. Бутт Ю.М., Сычев М.М., Тимашев В.В. Химическая технология вяжущих материалов. М.: Высшая школа, 1980. 472 с.
26. Морозов Н.М., Хохряков О.В., Хозин В.Г. Сравнительная оценка мельниц по размолоспособности кварцевого песка и его эффективности в цементных бетонах // Известия КазГАСУ. 2011. №1. С. 177–181.
27. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардумян Г.С. Новые модифицированные бетоны. М.: ООО «Типография «Парадиз», 2010. 258 с.

Наталья Михайловна Красиникова, г. Казань, Россия
Тел. моб.: +7(927)4298559; эл. почта: knm0104@mail.ru

Николай Михайлович Морозов, г. Казань, Россия
Тел. моб.: +7(903)3144226; эл. почта: nikola_535@mail.ru

Игорь Викторович Боровских, г. Казань, Россия
Тел. раб.: +7(843)5104734; эл. почта: borigor83@gmail.com

Вадим Григорьевич Хозин, г. Казань, Россия
Тел. раб.: +7(843)5104734; эл. почта: borigor83@list.ru

doi: 10.5862/MCE.51.7

Использование модуля деформации в реологической модели уплотнения асфальтобетонной смеси при строительстве дорожных покрытий

Аспирант Н.А. Кондрашов;
д.т.н., профессор А.А. Шестопалов,
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Аннотация. В работе рассмотрена существующая технология уплотнения асфальтобетонных смесей и отмечена необходимость назначения нагрузок от уплотняющих машин на материал, исходя из его прочностных и деформативных свойств.

Изложен подход к выбору дорожных катков и режимов их работы, основанный на вычислении характеристик асфальтобетона до начала уплотнения и позволяющий избежать образования дефектов в процессе укатки. Выполнен анализ методов определения физико-механических характеристик смеси на основе принципа температурно-временной суперпозиции. Разработана методика вычисления динамического модуля деформации асфальтобетона на любом этапе процесса уплотнения. Доказана эффективность применения полученного выражения на всех стадиях укатки смеси путем сравнения результатов вычисления с экспериментальными данными.

На основе модуля деформации разработана зависимость для математического описания реологической модели взаимодействия вальца катка с асфальтобетонным покрытием. Результатом внедрения указанного подхода будет повышение качества дорожного полотна при одновременном сокращении трудозатрат и себестоимости строительных работ.

Ключевые слова: асфальтобетон; уплотнение; динамический модуль деформации; дорожный каток; реологическая модель

Введение

Асфальтобетонное покрытие наиболее распространено в мировой практике дорожного строительства ввиду высоких эксплуатационных качеств. Чаще всего укладывают горячие асфальтобетонные смеси, которые в процессе уплотнения и остывания превращаются в асфальтобетон. Формирование плотной, прочной структуры материала происходит в диапазоне температур от 140–130 °C до 70–75 °C под действием внешней нагрузки, которую создают рабочие органы уплотняющих машин – катков [1, 2, 3]. За пределами этого диапазона укатка становится неэффективным способом ввиду существенных изменений прочностных и деформативных свойств уплотняемого материала.

Поскольку асфальтобетонная смесь представляет собой материал с упруго-вязко-пластичными свойствами, то каждая из этих составляющих проявляет себя в большей или меньшей степени на различных этапах процесса уплотнения. На начальной стадии укатки, при высоких температурах и незначительной плотности, смесь не способна выдерживать значительные по величине нагрузки и ведет себя как чисто пластичный материал. В конце процесса уплотнения ввиду высокой плотности и низкой температуры проявляются в большей степени упругие свойства. На промежуточных этапах уплотнения это упруго-вязко-пластичный материал [4, 5]. В указанном температурном диапазоне эти свойства изменяются плавно и непрерывно, если не происходит резкого увеличения уплотняющей нагрузки. В этом случае достижение требуемых качеств покрытия выполняется в кратчайшие сроки и с минимальными энергозатратами. На практике такого идеального нагружения материала в процессе уплотнения не происходит ввиду отсутствия текущей информации об изменении его прочностных и деформативных свойств. Отсюда возникают трудности в моделировании и оптимизации этого процесса в реальных условиях. Изучению физико-механических характеристик горячих асфальтобетонных смесей посвящено большое количество отечественных [6, 7, 8] и зарубежных исследований [9–14]. Тем не менее, несмотря на высокий научный интерес, проявляемый к данной проблеме, точное определение таких свойств материала, как вязкость и модуль деформации, на каждой из стадий укатки на данный момент все еще остается невозможным.

В настоящей работе делается попытка установления закономерности изменения модуля деформации смеси как одного из главных критериев, характеризующих уплотняемость асфальтобетона, а также использование данного показателя для разработки математического описания реологической модели взаимодействия вальца катка с дорожным покрытием.

Определение модуля деформации уплотненного асфальтобетона

Динамический модуль деформации отражает зависимость напряжения от деформации для вязкоупругих материалов под действием нагрузки, изменяющейся по синусоидальному закону.

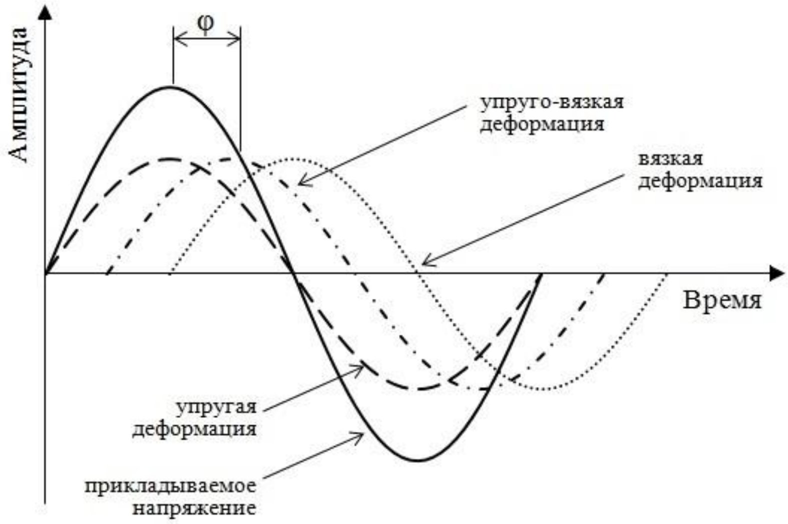


Рисунок 1. Изменение деформации и напряжения в зависимости от материла

Фазовый угол, равный нулю, свидетельствует о чисто упругом материале, в то время как его значение 90 ° соответствует чисто вязкому. Величина фазового угла в диапазоне между 0 и 90 °, в свою очередь, будет указывать на вязкоупругий материал.

Возникающие при синусоидальной нагрузке напряжения и деформации могут быть описаны следующими уравнениями:

$$\sigma = \sigma_0 \sin \omega t \tag{1}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi), \tag{2}$$

где σ – напряжение в момент времени t; σ_0 – максимальное действующее напряжение; ω – угловая скорость; φ – фазовый угол между напряжением и деформацией; ε – деформация в момент времени t; ε_0 – максимальная деформация.

В процессе уплотнения катками асфальтобетонной смеси в ней возникает реактивное сопротивление уплотнению вследствие оказываемых со стороны рабочего органа контактных давлений. Среди составляющих данного явления можно выделить сопротивление изменению положения крупных минеральных зерен относительно друг друга. Другим слагаемым выступает сопротивление сжатию асфальтобетона с последующим перераспределением количества битума в межзерновом пространстве. Комплексным показателем, характеризующим данное свойство материала, является динамический модуль деформации смеси. Главным его преимуществом по сравнению с модулем упругости является возможность в большей степени отражать вязкоупругую природу асфальтобетона [15].

С математической точки зрения динамический модуль деформации является абсолютным значением комплексного модуля деформации $E_0 = \sigma_0 / \varepsilon_0$, однако в общепринятой практике он записывается E_0. В таком случае динамический модуль деформации описывается выражением:

$$E_0 = \frac{\sigma_0 \sin \omega t}{\varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi)} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)}}. \tag{3}$$

Вязкоупругие свойства асфальтобетона в большой степени зависят от его температуры и времени нагружения. Однако в выражении (3) не отражается изменение модуля деформации под действием постоянно меняющейся температуры смеси. Влияние данных факторов в широком диапазоне значений на поведение уплотняемого материала можно предсказать при помощи принципа температурно-временной суперпозиции. Согласно этому принципу изменение температуры и времени действия нагрузки воздействует на асфальтобетон схожим образом, что позволяет определить их взаимосвязь между собой. Тогда сдвиговая податливость, вязкость и другие механические свойства вязкоупругих материалов будут являться однофакторными функциями приведенного времени t_0 [16]:

$$t_0 = t / a_{T_0} \tag{4}$$

$$\log_{10} t_0 = \log_{10} t - \log_{10} a_{T_0}, \tag{5}$$

где t – время действия нагрузки; a_{T_0} – функция температурно-временного смещения.

Функция температурно-временного смещения определяется на основе экспериментальных данных исходя из следующего выражения:

$$a_{T_0} = \frac{\eta}{\eta_0} \cdot \frac{T_0 \rho_0}{T \rho}, \tag{6}$$

где ρ – плотность смеси, а η – её вязкость.

Свойства асфальтобетона, необозначенные нижним индексом, соответствуют значениям при искомой температуре T, в то время как наличие индекса «0» характеризует величины, полученные при температуре приведения T_0.

Так как температура в зависимости (6) исчисляется в кельвинах, а плотность смеси меняется вследствие изменения температуры незначительно, то данное выражение может быть приведено к виду:

$$a_{T_0} \approx \frac{\eta}{\eta_0}. \tag{7}$$

Графическая интерпретация принципа температурно-временной суперпозиции была впервые представлена в работе Тобольского и Эндрюса [17]. Так как кривые различных характеристик асфальтобетона подобны при любых значениях температуры, то существует возможность приведения всего семейства зависимостей к одной генерализованной линии. Данная обобщенная кривая может быть получена в результате смещения значений функций параллельно оси логарифма времени. Схематичное представление реализации данного принципа представлено на рисунке 2.

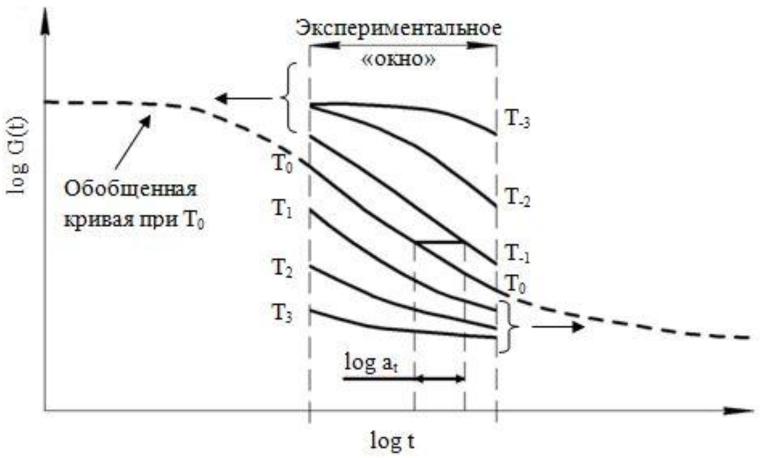


Рисунок 2. Схема принципа температурно-временной суперпозиции [18]

На основе результатов определенного количества испытаний в некотором временном диапазоне, называемом экспериментальным окном, может быть получено семейство функциональных зависимостей. Кривые *G(t)*, полученные для температур ниже температуры приведения, сдвигаются в сторону увеличения времени действия нагрузки, в то время как значения при более высоких температурах необходимо сместить в сторону, противоположную оси абсцисс. Совокупность данных переносов позволяет построить искомую обобщенную кривую.

Таким образом, зная время действия нагрузки t_0 при температуре T_0 и значение функции температурно-временного смещения a_{T_0}, с помощью выражения (4) можно определить эквивалентное время нагружения *t* при температуре смеси *T*.

Для определения температурно-временного смещения также широкое применение получила преобразованная формула Аррениуса, изначально отражавшая взаимосвязь скорости химической реакции и температуры [19]:

$$k = Ae^{-E_a/(RT)}, \tag{8}$$

где *k* – константа скорости реакции; *A* – фактор частоты столкновения молекул; E_a – энергия активации, среднее значение которой 226 кДж/моль [20]; *R* – универсальная газовая постоянная; *T* – температура.

Для температурного диапазона ниже температуры стеклования T_g выполняется следующая зависимость:

$$\eta \sim e^{E_a/RT}. \tag{9}$$

Тогда функция температурно-временного смещения будет иметь вид:

$$\log_{10} a_{T_0} = \frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right). \tag{10}$$

Большое распространение для определения a_{T_0} получило уравнение Вильямса – Ландела – Ферри (ВЛФ). По сравнению с формулой Аррениуса данное выражение может использоваться в более широком диапазоне положительных значений температуры [T_g; T_g+100°], что делает его пригодным для описания свойств горячих асфальтобетонов. В общей форме уравнение ВЛФ может быть представлено следующим образом [21]:

$$\log_{10} a_{T_g} = -\frac{c_1^g (T - T_g)}{c_2^g + (T - T_g)}, \tag{11}$$

где $c_1^g = 17{,}44$, $c_2^g = 51{,}6$ – эмпирические константы, полученные при температуре стеклования.

В случае использования некоторой температуры приведения T_0 из вышеобозначенного диапазона выражение (11) принимает вид:

$$\log_{10} a_{T_0} = -\frac{c_1^0 (T - T_0)}{c_2^0 + (T - T_0)}, \tag{12}$$

где c_1^0, c_2^0 – коэффициенты, вычисляемые по следующим формулам:

$$c_1^0 = \frac{c_1^1 c_2^1}{c_2^0 + T_0 - T_1}, \tag{13}$$

$$c_2^0 = c_2^1 + T_0 - T_1. \tag{14}$$

Зависимость свойств асфальтобетона от времени нагрузки и температуры наилучшим образом описывается обобщенным степенным законом. Данный метод применим в диапазоне низких и средних температур, в то время как для высоких температур необходимо также использование полиномиальной компенсирующей функции. В случае рассмотрения больших диапазонов температур и частот нагружения вследствие колебаний крайних значений обобщенной кривой возникает потребность во введении нескольких корректирующих факторов.

Для отражения изменения характеристик дорожного покрытия М. Витчаком [22, 23] было предложено использование обобщенной кривой, представленной в виде сигмоидальной зависимости, поскольку при таком подходе отсутствуют вышеназванные недостатки степенного закона. Изменение модуля деформации асфальтобетонной смеси в таком случае будет описываться следующей функцией:

$$\log_{10} E_0 = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log_{10} t_0}}, \tag{15}$$

где *δ* – минимальное значение модуля деформации; *δ+α* – его максимальная величина; *β, γ* – параметры, характеризующие форму сигмоидальной кривой.

Показатели *δ* и *α* зависят от соотношения содержания битума, минеральных компонентов смеси и ее пористости. Свойства вяжущего и амплитуда значений модуля деформации, в свою очередь, влияют на величину *γ,* отражающую крутизну функции, и значение *β,* показывающее положение точки перегиба обобщенной кривой (рис. 3).

Рисунок 3. Сигмоидальная функция модуля деформации асфальтобетона [22]

Верхние значения кривой асимптотически стремятся к величине максимальной жесткости смеси, которая достигается при низких температурах вследствие уменьшения вязкости битума. В случае высокого нагрева смеси влияние вяжущего становится менее выраженным по сравнению влиянием состава асфальтобетона, и в качестве нижней асимптоты будет выступать равновесное значение модуля деформации.

В своей работе Т. Пеллинен и М. Витчак [22] показывают взаимосвязь температуры и вязкости асфальтобетонной смеси:

$$\log_{10} t_0 = \log_{10} t - c(\log_{10} \eta - \log_{10} \eta_0), \tag{16}$$

где *c* – коэффициент пропорциональности.

Результатом совместного анализа выражений (5) и (16) является следующая зависимость:

$$\log_{10} a_{T_0} = c(\log_{10} \eta - \log_{10} \eta_0). \tag{17}$$

Подстановка формул (5) и (17) в уравнение (15) приводит к получению основного выражения для вычисления модуля деформации асфальтобетонной смеси:

$$\log_{10} E_0 = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma(\log_{10} t - c(\log_{10} \eta - \log_{10} \eta_0))}}. \tag{18}$$

Данное выражение легло в основу различных моделей прогнозирования свойств асфальтобетона и позволило установить степень влияния большого числа факторов на характеристики изучаемого материала.

Наибольшее распространение среди них получила модель М. Витчака, основанная на многолетнем эмпирическом исследовании характеристик асфальтобетона. В результате анализа более 2750 опытных значений, полученных при изучении более двухсот различных смесей, было составлено обобщенное уравнение данной модели, получившей название 1-37А. Зависимость, полученная Витчаком и его коллегами, связывает динамический модуль деформации асфальтобетона с его температурой, составом его минеральной части, а также частотой прикладываемой нагрузки [24]:

$$\log_{10} E_0 = 1{,}91154 + 0{,}02923\rho_{200} - 0{,}00177(\rho_{200})^2 - 0{,}00284\rho_4 - 0{,}0581V_a - \\ - \frac{0{,}80221V_{beff}}{V_{beff} + V_a} + \frac{3{,}87198 - 0{,}0021\rho_4 + 0{,}00396\rho_{38} - 0{,}000017(\rho_{38})^2 + 0{,}00547\rho_{34}}{1 + e^{(1{,}364355 - 0{,}3136\log_{10} f - 0{,}39353\log_{10}\eta)}}, \tag{19}$$

где E_0 – динамический модуль деформации смеси, Па;
η – вязкость битума, Па·с;
f – частота нагружения, Гц;
V_a – объемное содержание воздушных пор, %;
V_{beff} – эффективная объемная доля битума, %;
ρ_{34} – кумулятивный остаток на сите 19 мм от общего веса, %;
ρ_{38} – совокупный остаток на сите 9,5 мм от общего веса, %;
ρ_4 – общий остаток на сите 4,75 мм от общего веса, %;
ρ_{200} – отношение материала, прошедшего сито 0,075 мм, к общему весу, %.

В результате статистического анализа пригодности использования формулы Витчака 1-37А для определения динамического модуля деформации для указанных разновидностей смесей был получен коэффициент детерминации 0,886 для обычной шкалы и 0,941 для логарифмической [24]. Данное значение является хорошим с учетом многообразия влияющих на конечный результат факторов.

Несмотря на то, что анализ свойств асфальтобетона проводился при температурах от –17,7 до 54,4 °С (от 0 до 130° F) и частотах от 0,1 до 25 Гц, представление обобщенной кривой в виде сигмоидальной зависимости позволяет значительно расширить данные диапазоны.

Влияние температуры смеси на ее деформативные характеристики в результате изменения вязкости битума отражено в выражении (19). Соответствующие значения могут быть получены при помощи метода температурной чувствительности вязкости (A-VTS). Выражение (20) отражает взаимосвязь данных двух показателей между собой:

$$\log_{10}(\log_{10}\eta - 3) = A + VTS\log_{10}(1{,}8 \cdot T + 491{,}67), \tag{20}$$

где A – коэффициент регрессии; VTS – угловой коэффициент кривой температурной чувствительности; T – температура, °С.

Зависимость (19) является линейной, поэтому для установления неизвестных коэффициентов достаточно провести всего две серии опытов по определению вязкости в лабораторных условиях. На данный момент эти значения уже являются табличными для большого числа битумов.

Влияние плотности смеси на модуль деформации

Помимо температуры смеси, одним из факторов, оказывающих наибольшее влияние на прочностные и деформативные свойства асфальтобетона, является его плотность. В результате многолетних исследований В.В. Бадаловым [25, 26, 27] была получена зависимость приращения модуля деформации от числа проходов дорожного катка, показанная на рисунке 4. Здесь ΔE_n – приращение модуля деформации в зависимости от числа проходов катка по одному следу, что эквивалентно приращению плотности слоя смеси; ΔE_T – приращение модуля деформации вследствие остывания смеси в процессе ее уплотнения.

Наибольшее изменение модуля деформации происходит после 2–3 проходов катка, в дальнейшем же количество проходов имеет не столь ярко выраженное влияние, и в конце уплотнения скорость приращения настолько затухает, что рост модуля деформации обусловливается в основном лишь снижением температуры. Это означает, что дальнейшее использование данного асфальтобетонного катка нецелесообразно.

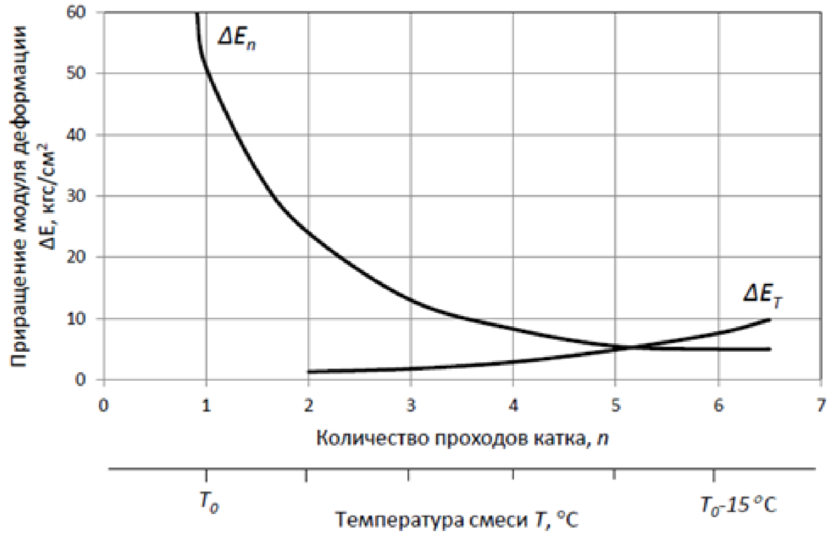


Рисунок 4. Приращение модуля деформации в процессе уплотнения

В ряде работ [28, 29, 30] также отмечается, что модуль деформации слоя в конце уплотнения растет более высокими темпами, чем предел прочности уплотняемого материала. Так, в процессе укатки последний увеличивается в 3,5–4,0 раза, в то время как модуль деформации – в 13–15 раз. В свою очередь, в ходе проведенных Т.Н. Сергеевой [15] исследований, направленных на изучение взаимосвязи между коэффициентом уплотнения различных смесей и модулем деформации, установлено более чем двадцатикратное изменение второго показателя даже в случае постоянства температуры.

Таким образом, при разработке технологии уплотнения асфальтобетона принципиально важным аспектом является учет изменения характеристик материала по мере роста его плотности.

Формула М. Витчака, разработанная для определения динамического модуля деформации уже готового дорожного покрытия, не дает возможность нахождения данного параметра для неуплотненной смеси. Так как в состав зависимости 1-37А входят такие изменяемые в процессе укатки асфальтобетона показатели, как объемное содержание воздушных пор и эффективная объемная доля битума, то корректировка этих величин с учетом коэффициента уплотнения позволит вычислять модуль деформации на всех стадиях процесса уплотнения. В результате получена следующая зависимость:

$$\log_{10} E_0 = 1{,}91154 + 0{,}02923\,\rho_{200} - 0{,}00177\,(\rho_{200})^2 - 0{,}00284\,\rho_4 - \frac{0{,}0581 V_a}{K_y^8} - \\ - \frac{0{,}80221 V_{beff}}{V_{beff} + V_a} + \frac{3{,}87198 - 0{,}0021\,\rho_4 + 0{,}00396\,\rho_{38} - 0{,}000017\,(\rho_{38})^2 + 0{,}00547\,\rho_{34}}{1 + e^{(1{,}364355 - 0{,}3136 \log_{10} f - 0{,}39353 \log_{10} \eta)}}, \quad (21)$$

где K_y – коэффициент уплотнения асфальтобетонной смеси.

Сравнение экспериментальных данных, представленных в работе [15], со значениями модуля деформации смеси, рассчитанными по предложенной зависимости, в широком температурном диапазоне при двух различных коэффициентах уплотнения смеси представлено на следующем графике (рис. 5).

Как видно из рисунка 5, результаты вычислений хорошо коррелируют с экспериментальными данными. Особенно точными расчеты являются в температурном интервале 80–140 °С, что соответствует начальной и основной стадиям укатки. Тем не менее, погрешности в диапазоне 60–80 °С можно считать незначительными, что свидетельствует о правомерности применения предложенной зависимости (21) для расчета динамического модуля деформации на всех этапах процесса уплотнения асфальтобетона.

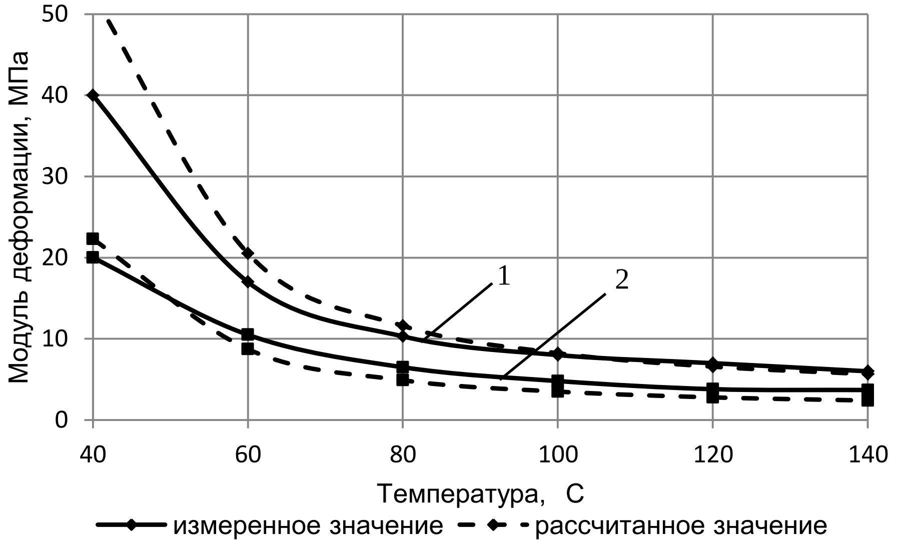


Рисунок 5. Сравнение опытных и расчетных значений модуля деформации от температуры; I – $К_у$ = 0,9; II – $К_у$ = 0,85

Реологическая модель процесса уплотнения асфальтобетонной смеси

Неоднородность структуры асфальтобетона и постоянное изменение его физико-механических характеристик обусловливает необходимость использования модельного подхода для описания процесса уплотнения смеси. Совместное рассмотрение нагрузок, действующих со стороны вибрационного вальца на уплотняемый слой, и процессов, протекающих в самом упруго-вязко-пластичном материале, является достоинством модели В.Б. Пермякова и В.С. Серебренникова [5], показанной на рисунке 6.

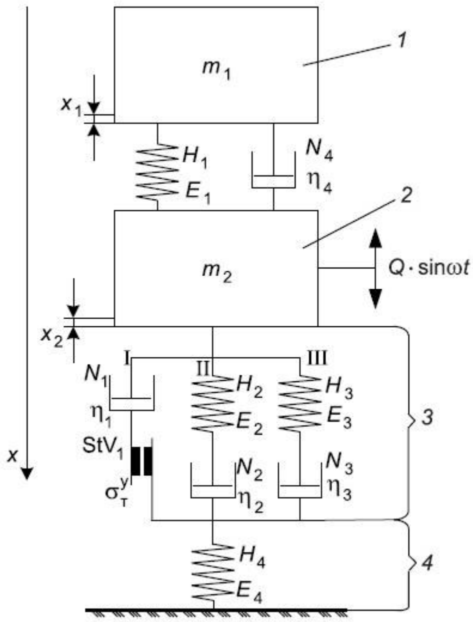


Рисунок 6. Модель уплотнения асфальтобетона: 1 – пригруз, 2 – валец, 3 – асфальтобетонная смесь, 4 – основание

С помощью компонентов 1 и 2 моделируется работа подвижных частей дорожного катка в режиме виброуплотнения. Возникающее вследствие гармонических колебаний рабочего органа изменение положения элементов конструкции описывается системой дифференциальных уравнений [5]:

$$\begin{cases} m_1 \cdot \ddot{x}_1 + b \cdot (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + c \cdot (x_1 - x_2) = m_1 \cdot g \\ m_2 \cdot \ddot{x}_2 - b \cdot (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) - c \cdot (x_1 - x_2) = Q \cdot \sin \omega t + m_2 \cdot g - P(t) \end{cases}, \quad (22)$$

где m_1 – масса пригруза катка, кг; m_2 – масса рабочего органа, кг; x_1, x_2 – перемещение в вертикальной плоскости пригруза и вальца соответственно, м;
b – коэффициент вязкостного трения амортизаторов, Па·с; Q – возбуждающая сила, Н; c – жесткость амортизаторов, Н/м; ω – угловая частота вала вибровозбудителя, рад/с; g – ускорение свободного падения, м/с^2; t – время колебания, с; $P(t)$ – реакция со стороны уплотняемого материала, Н.

Процессы, протекающие в укатываемой асфальтобетонной смеси, имитируются с помощью трех блоков компонента 3, состоящих из элементарных реологических моделей Сен-Венана (StV), Гука (Н) и Ньютона (N). Блок I характеризует упруго-вязко-пластичную деформацию материала, в то время как II и III – соответственно быструю и медленную релаксацию напряжений в смеси. Связав общую передаточную функцию для компонента 3 с функцией каждого из его составных элементов, можно составить выражение, описывающее их взаимосвязь между собой [5]:

$$(\eta_2\theta_3+\eta_3\theta_2)\frac{d^2\varepsilon(t)}{dt^2}+(\eta_2+\eta_3)\frac{d\varepsilon(t)}{dt}=nm\theta_2\theta_3\frac{d^2\sigma_k(t)}{dt^2}+(\theta_2 n+\theta_3 m)\frac{d\sigma_k(t)}{dt}+\sigma_k(t)-\sigma_T^y, \qquad (23)$$

где $\varepsilon(t)$ – относительная деформация слоя, м; σ_T^y – предел текучести смеси, Па; η_2, η_3 – вязкость смеси во втором и третьем блоке, Па·с; $\sigma_к(t)$ – контактные давления, Па; θ_2, θ_3 – время быстрой и медленной релаксации напряжений, с; n, m – безразмерные коэффициенты, характеризующие распределение напряжений между вторым и третьим блоками.

Совместное решение выражений (22) и (23) позволяет получить следующую систему дифференциальных уравнений, характеризующую взаимодействие рабочего органа вибрационного катка с асфальтобетонной смесью [5, 32]:

$$\begin{cases}\dfrac{d^2\varepsilon(t)}{dt^2}=a_0+b_0\cdot\sin\omega t-c_0\cdot\sigma_k(t)\\[2ex] \dfrac{d^2\sigma_к(t)}{dt^2}=-c_1\dfrac{d\sigma_k(t)}{dt}-c_2[\sigma_k(t)-\sigma_T^y]+c_2(\eta_2+\eta_3)\dfrac{d\varepsilon(t)}{dt}+c_2(\eta_2\cdot\theta_3+\eta_3\cdot\theta_2)\dfrac{d^2\varepsilon(t)}{dt^2}\end{cases}, \qquad (24)$$

где a_0, b_0, c_0, c_1, c_2 – коэффициенты, соответственно равные:

$$a_0=\frac{(m_1+m_2)\cdot g}{(0{,}02\cdot m_1+m_2)\cdot h_{сл}(t)};\ b_0=\frac{Q}{(0{,}02\cdot m_1+m_2)\cdot h_{сл}(t)};$$
$$c_0=\frac{L_{AB}(t)\cdot B}{(0{,}02\cdot m_1+m_2)\cdot h_{сл}(t)};\ c_1=\frac{\theta_2\cdot n+\theta_3\cdot m}{\theta_2\cdot\theta_3\cdot n\cdot m};\ c_2=\frac{1}{\theta_2\cdot\theta_3\cdot n\cdot m}, \qquad (25)$$

где $L_{AB}(t)$ – длина дуги контакта вальца со смесью, м; $h_{сл}(t)$ – толщина уплотняемого слоя, м; B – ширина вальца, м.

Недостатком данной модели является необходимость вычисления вязкости смеси в заданный момент времени. Зависимость данной характеристики материала от температуры, частоты и амплитуды колебаний и многих других показателей делает определение свойств асфальтобетона на предварительном этапе на практике невозможным.

В данной работе предлагается использовать следующую зависимость между временем релаксации и вязкостью смеси второго и третьего блоков:

$$(n+m)\cdot E_0(t)=\frac{\eta_2}{\theta_2}+\frac{\eta_3}{\theta_3}=\eta_0(t)\cdot\left(\frac{n}{\theta_2}+\frac{m}{\theta_3}\right), \qquad (26)$$

где $\eta_0(t)$ – общая вязкость смеси, Па·с; $E_0(t)$ – динамический модуль деформации асфальтобетона, найденный из выражения (21), Па.

Общая вязкость материала в таком случае может быть определена по следующей формуле:

$$\eta_0(t)=\frac{(n+m)\cdot E_0(t)\cdot\theta_2\cdot\theta_3}{n\cdot\theta_3+m\cdot\theta_2}. \qquad (27)$$

Тогда из выражения для общей передаточной функции можно получить зависимость:

$$(n+m)\cdot E_0(t)\cdot\theta_2\cdot\theta_3\cdot\frac{d^2\varepsilon(t)}{dt^2}+\frac{(n+m)^2\cdot E_0(t)\cdot\theta_2\cdot\theta_3}{n\cdot\theta_3+m\cdot\theta_2}\cdot\frac{d\varepsilon(t)}{dt}=[\sigma_k(t)-\sigma_T^y]+$$
$$+\theta_2\cdot\theta_3\cdot n\cdot m\cdot\frac{d^2\sigma_к(t)}{dt^2}+(n\cdot\theta_2+m\cdot\theta_3)\cdot\frac{d\sigma_k(t)}{dt}. \qquad (28)$$

В результате преобразования выражения (24) посредством использования динамического модуля деформации и замены вязкостей блоков с помощью формул (26) и (27) получена новая система уравнений для описания взаимодействия рабочего органа дорожной машины с асфальтобетонной смесью:

$$\begin{cases} \dfrac{d^2\varepsilon(t)}{dt^2} = a_0 + b_0 \cdot \sin\omega t - c_0 \cdot \sigma_k(t), \\ \dfrac{d^2\sigma_\kappa(t)}{dt^2} = -c_2(n\theta_2 + m\theta_3)\dfrac{d\sigma_k}{dt} - c_2[\sigma_k(t) - \sigma_T^y] + \dfrac{c_3 E_0(t)\cdot(n+m)}{(n\cdot\theta_3 + m\cdot\theta_2)}\cdot\dfrac{d\varepsilon(t)}{dt} + c_3 E_0(t)\dfrac{d^2\varepsilon(t)}{dt^2}, \end{cases} \quad (29)$$

где

$$c_3 = \frac{n+m}{n\cdot m}. \quad (30)$$

Таким образом, полученная система уравнений не включает показатель вязкости материла и, как следствие, не имеет выше озвученного недостатка предшествующей математической модели, что позволяет с ее помощью достоверно описать процесс уплотнения дорожного покрытия асфальтобетонными катками на каждой из стадий укатки смеси.

Заключение

В работе показано, что использование принципа температурно-временной суперпозиции позволяет на основе построения обобщенной кривой и вычисления функции смещения определить характеристики асфальтобетона при различной температуре и времени нагружения без трудозатратного сбора большого количества опытных данных, а также в тех случаях, когда проведение экспериментальных исследований физически невозможно.

Получено выражение для вычисления динамического модуля деформации смеси как одного из ключевых параметров, оказывающих влияние на процесс уплотнения материла, на всех стадиях укатки дорожного покрытия. Предложено уравнение, устанавливающее соотношение между временем релаксации и вязкостью в блоках реологической модели уплотнения, что позволило на основе использования динамического модуля деформации получить новую систему уравнений, описывающую взаимодействие вальцов катка и асфальтобетона. Применение разработанных зависимостей позволяет на предварительном этапе с большой точностью произвести подбор состава смеси, разработать технологию ее уплотнения и рассчитать сроки эксплуатации покрытия. Результатом внедрения данной методики будет являться непосредственно связанное с этим повышение качества дорожного полотна при одновременном сокращении трудозатрат и себестоимости выполняемых работ.

Литература

1. Костельов М.П., Сергеева Т.Н., Посадский Л. М. Рациональные режимы уплотнения асфальтобетонной смеси // Автомобильные дороги. 1980. №6. С. 20–22.
2. Иванченко С.Н. Научные основы формирования рабочих органов дорожных машин для уплотнения асфальтобетонных смесей: дисс. ... д-ра. техн. наук. СПб., 1997. 482 с.
3. Калужский Я.А., Батраков О.Т. Уплотнение земляного полотна и дорожных одежд. М.: Транспорт, 1970. 160 с.
4. Пермяков В.Б. Совершенствование теории, методов расчета и конструкций машин для уплотнения асфальтобетонных смесей: Автореф. дисс. ... докт. техн. наук. СПб., 1992. 37 с.
5. Серебренников В.С. Обоснование режимных параметров вибрационных катков для уплотнения асфальтобетонных смесей: дисс. ... канд. техн. наук. Омск, 2008. 170 с.
6. Болдырев Г.Г. Методика определения динамических модулей деформации горячих асфальтобетонных смесей. Состояние вопроса // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. Пермь, 2012. Т. 3. С. 22–31.
7. Носов С.В. Методология оценки деформационных характеристик асфальтобетонных смесей и грунтов с применением теории наследственной ползучести // Вестник белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. Белгород, 2013.№6. С. 12–16.
8. Жайлович И.Л., Ярошенко В.Н. Совершенствование методов оценки механических свойств асфальтобетона // Наука и техника в дорожной отрасли. 2008. №4. С. 23–29.
9. Телтаев Б.Б. Анализ расчетных значений модуля упругости асфальтобетонов // Дорожная техника: каталог-справочник. СПб.: Славутич, 2010. Pp. 130–137.
10. Abdo A. A. [et al]. Prediction of the dynamic modulus of superpave mixes // Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. 2009. Vol. 305. P. 314.

11. You Z., Buttlar W.G. Discrete element modeling to predict the modulus of asphalt concrete mixtures // Journal of Materials in Civil Engineering. 2004. Vol. 16. No. 2. Pp. 140–146.
12. Wan C. [et al]. Three-dimensional micromechanical finite element analysis on gauge length dependency of the dynamic modulus of asphalt mixtures // Road Materials and Pavement Design. 2012. Vol. 13. No. 4. Pp. 769–783.
13. Guo N., Zhao Y. Dynamic modulus prediction of asphalt mixtures based on micromechanics // Engineering Mechanics. 2012. Vol. 10. Pp. 13–19.
14. Coleri E. [et al]. Development of a micromechanical finite element model from computed tomography images for shear modulus simulation of asphalt mixtures // Construction and Building Materials. 2012. Vol. 30. Pp. 783–793.
15. Сергеева Т. Н. Исследование взаимодействия вальца катка с асфальтобетонным слоем при его уплотнении: дисс. ... канд. техн. наук. Л., 1981. 144 с.
16. Ферри Д. Вязкоупругие свойства полимеров. М.: Изд-во иностранной литературы, 1963. 535 с.
17. Tobolsky A.V., Andrews R.D. Systems manifesting superposed elastic and viscous behavior // The Journal of Chemical Physics. 1945. Vol. 13. No1. – Pp. 3–27.
18. Радовский Б.С. Конструирование и расчет дорожных одежд в первой половине XX столетия: ч. 1 // Дорожная техника: каталог-справочник. СПб.: Славутич, 2013. С. 96–123.
19. Arrhenius S. Über die Reaktionsgeschwindigkeit bei der Inversion von Rohrzucker durch Säuren // Zeitschrift für physikalische Chemie. 1889. Vol. 4. Pp. 226–248.
20. Chilingarian G. V., Yen T. F. (ed.). Asphaltenes and Asphalts, 1. Elsevier, 1994. Vol. 40. 476 p.
21. Williams M.L., Landel R.F., Ferry J.D. The temperature dependence of relaxation mechanisms in amorphous polymers and other glass-forming liquids // Journal of the American Chemical Society. 1955. Vol. 77. No.14. Pp. 3701–3707.
22. Pellinen TK., Witczak M.W. Stress dependent master curve construction for dynamic (complex) modulus(with discussion) // Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. 2002. Vol. 71. Pp. 281–309.
23. Witczak M.W., Bari J. Development of a master curve (E*) database for lime modified asphaltic mixtures // Arizona State University Research Report, Tempe (Arizona, USA): Arizona State University. 2004. 29 p.
24. Witczak M.W., Andrei D., Mirza W. Development of revised predictive model for the dynamic (complex) modulus of asphalt mixtures // Inter-team Technical Rep., NCHRP Project No. 1-37A. 1999. 40 p.
25. Бадалов В.В., Шестопалов А. А. Рациональный режим уплотнения асфальтобетонной смеси // Автомобильные дороги. 1972. №6. С. 18.
26. Бадалов В.В., Гуральник Д.С. Уплотнение асфальтобетонного покрытия катками различного типа // Автомобильные дороги. 1978. № 7. С. 17–21.
27. Бадалов В.В. Исследование катков при уплотнении асфальтобетонных дорожных покрытий: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л.: 1974. 17 с.
28. Хархута Н.Я. Вопросы теории уплотнения дорожных покрытий // Уплотнение земляного полотна и дорожных одежд: Тр. СоюздорНИИ. М., 1980. С. 64–71.
29. Костельов М. П., Перевалов В. П. Новая усовершенствованная технология устойчиво обеспечивает высокое качество уплотнения асфальтобетона // Дорожная техника: каталог-справочник. СПб.: Славутич, 2005. С. 120–132.
30. Хархута Н.Я., Стефанюк Е.Л. Оптимизация параметров силового воздействия на слой асфальтобетонной смеси при уплотнении его катками // В кн.: Строительные машины. Ярославль: Изд-во ЯПИ, 1978. С. 34–36.
31. Пермяков В.Б., Дубков В.В., Серебренников В.С. Аналитическое описание процесса уплотнения асфальтобетонной смеси вибрационным катком // Омский научный вестник. 2008. №1. С. 67–71.
32. Иванчура В.И., Прокопьев А.П., Клевцова О.Г. Идентификация динамической системы процесса уплотнения асфальтобетонной смеси дорожными катками // Журнал Сибирского федерального университета. 2011. №4. С. 557–566.

Никита Александрович Кондрашов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. моб.: +7(987)1134540; эл. почта: nikita.kondrashov@gmx.de

Александр Андреевич Шестопалов, Санкт-Петербург, Россия
Тел. раб. :+7(812)5526726; эл. почта: shestop-37@yandex.ru

doi: 10.5862/MCE.51.8

Выбор и использование метода уплотнения песчаных оснований и сооружений

К.т.н., докторант О.П. Минаев,
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Аннотация. В статье представлены результаты исследований по выбору метода и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения намывных (и насыпных) песчаных грунтов оснований и данные практического опыта по широкомасштабному апробированию основных их положений в натурных условиях. Основным фактором при выборе метода вибродинамического глубинного уплотнения песчаных грунтов оснований принимается величина вибродинамического воздействия, необходимая для достижения заданной глубины уплотнения основания.

Результаты практического применения разработанного обоснования для выбора метода и основных параметров глубинного уплотнения основания виброустановкой продольного вибрирования с пространственным уплотнителем типа «елочка» были подтверждены опытными испытаниями по уплотнению мощного 9-метрового слоя грунта тела песчаной дамбы в основании скоростной автодороги и на других объектах.

Приведенные в статье данные практического опыта свидетельствуют о значительном уплотнении песчаных оснований эффективными способами, разработанными автором, до относительной плотности, соответствующей в основном плотному сложению.

Ключевые слова: песчаные грунты основания; вибродинамические методы уплотнения; вибродинамическое воздействие; глубина уплотнения; гранулометрический состав; плотность; относительная плотность; модуль упругости грунтов; угол внутреннего трения грунтов; плотное сложение

Введение

Как отмечают отечественные и зарубежные ученые, известные специалисты в области вибродинамического уплотнения грунтов оснований и сооружений, уплотнение грунтов является эффективным способом улучшения физико-механических свойств оснований в грунтовых сооружениях. Уплотнение грунтов производится наиболее известными на практике взрывным методом [1–7], глубинными виброуплотнителями [8–10] и тяжелыми трамбовками [11–14].

Уплотнение позволяет существенно увеличить несущую способность, уменьшить осадку основания и крутизну откосов грунтовых сооружений, сократить фильтрацию как в пределах всего сооружения, так и через отдельные его элементы, обеспечить устойчивость структуры грунтов при воздействии динамических (сейсмических, волновых, фильтрационных и т. п.) нагрузок и тем самым повысить надежность и экономичность сооружений.

При динамическом воздействии на слабосвязные, в том числе песчаные водонасыщенные, грунты имеют место два ярко выраженных процесса: вначале происходит их разжижение, а затем гравитационное уплотнение.

Задача по подготовке песчаных грунтов оснований актуальна для возведения дамб и грунтовых плотин в гидроэнергетическом строительстве, при устройстве оснований на намывных территориях для гражданского и промышленного строительства, в мостостроении, в дорожном и других видах строительства.

Основная цель данной работы состоит в обосновании выбора метода и основных параметров вибродинамического уплотнения песчаных грунтов оснований для возведения зданий и сооружений, а также в разработке эффективных способов уплотнения.

По многолетним исследованиям автора статьи (см. например [15–18]), имеющих объем практического внедрения более 10 млн. $м^3$ грунтов оснований и сооружений, в качестве основных методов динамического глубинного уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов оснований могут быть применены взрывной метод (в том числе в зимних условиях) и метод поверхностного трамбования.

При этом уплотнение поверхностного слоя маловлажных (влажных) песчаных грунтов основания и песчаных грунтов при наращивании насыпи должно осуществляться методом послойного виброуплотнения виброкатками при интенсивном увлажнении песка.

При наличии поверхностного слоя маловлажных (влажных) песчаных грунтов оснований толщиной слоя более 1,5–2 м следует применять метод глубинного виброуплотнения сразу на всю глубину уплотняемого песчаного основания при насыщении маловлажного слоя песка водой непосредственно в процессе его виброуплотнения.

При этом запрещается применять метод глубинного виброуплотнения при наличии в основании песчаных грунтов коренных пород, сложенных глинистыми грунтами текучей или текучепластичной консистенции. Ввиду высокочастотного вибрационного воздействия на данные грунты существует реальная опасность потери их структурной прочности.

Постановка задачи

В настоящее время выбор конкретного метода вибродинамического уплотнения и основных параметров уплотнения песчаных грунтов оснований ведется в основном на базе известного практического опыта. Кроме того, известные ученые и специалисты, созданные ими научные школы и специализированные фирмы (в основном за рубежом) сосредоточены на разработке одного метода уплотнения [1–14].

Отсутствие теоретического обоснования и методики выбора конкретного метода вибродинамического уплотнения и основных его параметров затрудняет подбор наиболее эффективного из них, а также требует обширных экспериментальных исследований в полевых условиях, результаты которых целиком зависят от технических возможностей контрольно-измерительных приборов и аппаратуры и интерпретации полученных данных контроля. Кроме того, представляет трудности сравнение необходимых параметров уплотнения оснований на стадии ТЭО (ТЭР) проекта.

Целью настоящей работы является проведение исследований для выбора метода и основных параметров вибродинамического глубинного уплотнения намывных (или насыпных), в том числе под воду, песчаных грунтов оснований на коренные породы подстилаемого основания для возведения на них капитальных зданий и сооружений. Ставилась также задача внедрить разработанную методику для выбора метода глубинного уплотнения заданного песчаного основания.

Практическое применение выбранного метода было рассмотрено на примере виброуплотнения грунтов оснований пространственным уплотнителем продольного вибрирования.

Данный уплотнитель включает в себя трубчатую штангу, которую с целью повышения производительности путем увеличения радиуса действия уплотнителя вдоль ее длины снабжают радиальными элементами для придания уплотнителю пространственной структуры [8, 9].

Пространственная структура представляет собой многоярусную систему, напоминающую «елочку». Для искусственного насыщения водой уплотняемого грунта основания непосредственно в процессе работы уплотнителя трубчатая штанга снабжена в нижнем конце соплом и патрубком в верхней части для подачи воды под давлением в грунт основания.

Собранная вибрационная установка, включающая в себя вибропогружатель и уплотнитель, подвешивается на крюке крана.

Впоследствии данный метод уплотнения получил развитие, в частности, путем принципиального совершенствования конструкции виброуплотнителя, облегчающего работу вибропогружателя и повышающего его надежность, а также увеличивающего глубину уплотнения и улучшающего процесс уплотнения грунтов основания. Его суть заключается в размещении пространственных элементов только в нижней части штанги уплотнителя на заданной высоте уплотнения основания [19].

Теоретическое обоснование

В качестве основного фактора при выборе различных вибродинамических методов глубинного уплотнения оснований автором статьи принимается достигаемая глубина уплотнения $h_{упл}$ основания, которая зависит от величины вибродинамического воздействия.

Величина вибдинамического воздействия определяется максимальным давлением ударной волны или ускорений колебаний на грунты основания.

При уплотнении водонасыщенных песчаных грунтов оснований основным критерием для определения достигаемой глубины уплотнения является критическое значение соотношения $\Delta_к$ между давлением ударной волны и статическими напряжениями в скелете грунта или ускорений колебаний грунта $A_к\omega^2$ на заданной глубине уплотнения основания, которые выражаются зависимостями:

- для динамического уплотнения грунтов оснований методом глубинных взрывов и поверхностного трамбования

$$\Delta_k = \frac{\sigma(p_{\max})}{\sigma(\gamma_{гр})}, \qquad (1)$$

где $\sigma(p_{max})$ – максимальные давления ударной волны, передающиеся на скелет грунта основания; $\sigma(\gamma_{гр})$ – вертикальные напряжения в скелете грунта основания на глубине Z уплотняемого основания, определяемые по формуле:

$$\sigma(\gamma_{гр}) = (\gamma_s - \gamma_w)(1-n)\times Z, \qquad (2)$$

где γ_s, γ_w – удельный вес частиц грунта и воды; n – пористость грунта основания;

- для виброуплотнения песчаных грунтов оснований

$$A_к\omega^2 = (0{,}9 \div 1)\, g, \qquad (3)$$

где $A_к$ – критическая амплитуда вибрации грунтов основания; ω – круговая частота колебаний; g – ускорение свободного падения.

Значение Δк рекомендуется принимать равным 5–15 для рыхлых песков и 15–30 для песков средней плотности.

Для практических расчетов величина σ ($p_{\max}$) может быть принята равной 0,01 ($p_{\max}$).

Величина максимального давления $p_{\max}$ ударной волны и амплитуды $A_о$ вибраций определяются по зависимостям:

- для глубинных взрывов

$$p_{\max} = 60{,}0\left(\frac{3\sqrt{C}}{R}\right)^{1{,}05}, \qquad (4)$$

где p_{max} – максимальное давление, МПа; C – масса заряда взрывчатых веществ (ВВ – тротил), кг; R – расстояние от центра взрыва заряда, м;

- для поверхностного трамбования

$$p_{\max} = 10{,}0\left(\frac{\sqrt{Q \cdot H}}{R}\right)^{1{,}05}, \qquad (5)$$

где Q – вес трамбовки, кН; H – высота сбрасывания трамбовки, м; R – расстояние от центра удара трамбовки, м;

- для глубинного виброуплотнения

$$A_0 = A_k e^{\frac{r}{\delta}}, \qquad (6)$$

где $A_о$ – амплитуда вибрации виброуплотнителя на заданной глубине уплотнения основания; r – расстояние от виброуплотнителя, на котором происходит эффективное виброуплотнение грунтов основанием; δ – коэффициент затухания вибрации с расстоянием от источника колебаний, который должен приниматься равным 0,8–0,9 и 0,3–0,4 м для среднего и мелкого песка соответственно.

Расстояние r определяется из зависимости:

$$D = 2\left[r + \frac{d_{упл}}{2}\right], \qquad (7)$$

где $d_{упл}$ – диаметр зоны виброуплотнения, принимаемый из практического опыта равным 3 и 2 м для средних и мелких песков соответственно; $d_{упл}$ – диаметр пространственного виброуплотнителя вместе с радиальными элементами, м.

Величина амплитуды вибрации виброуплотнителя A_o на заданной глубине уплотнителя основания определяется по выражению:

$$A_o = \frac{P_o^{\cdot} - (P_{тр}^{дин} + P_{лоб}^{дин})}{(m_в + m_{упл})(2\pi f)^2}, \quad (8)$$

где P_o – максимальная вынужденная сила вибропогружателя; $m_в$ и $m_{упл}$ – масса вибропогружателя и виброуплотнителя; $P_{тр}^{дин.}$ и $P_{лоб.}^{дин.}$ – сила динамического сопротивления соответственно трению по боковой поверхности виброуплотнителя и лобовому его вибропогружению, кН.

При вибропогружении вибрирующего элемента в водонасыщенные песчаные грунты основания значение динамического сопротивления трению $P_{тр}^{дин.}$ вибрирующего элемента и его лобовому сопротивлению $P_{лоб.}^{дин.}$ должно приниматься с учетом их снижения по сравнению со статическим сопротивлением трению $P_{тр}^{стат.}$ по боковой поверхности виброуплотнителя и лобовому сопротивлению $P_{лоб.}^{стат}$ его погружению в соотношениях:

$$P_{тр}^{дин.} = (4{,}5 - 6)P_{тр}^{стат.} \quad (9)$$

и

$$P_{лоб}^{дин.} = (2{,}5 - 3)P_{лоб}^{стат}. \quad (10)$$

Сила статического трения $P_{тр}^{стат.}$ по боковой поверхности виброуплотнителя определяется

$$P_{тр.}^{стат} = S_{бок}\, f_{тр}, \quad (11)$$

а сила лобового сопротивления погружению виброуплотнителя

$$P_{лоб.}^{стат} = F\,R, \quad (12)$$

где $S_{бок}$ – площадь боковой поверхности штанги виброуплотнителя с пространственными элементами уплотнителя, м^2; $f_{тр}$ – расчетное статическое сопротивление трению уплотняемого слоя основания; F – площадь опирания виброуплотнителя на грунт уплотняемого основания; R – расчетное статическое сопротивление под острием виброуплотнителя на заданной глубине погружения в грунт основания.

Значения $f_{тр}$ и R, кПа, должны определяться по СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты [20].

Практическое применение

При выборе метода и основных параметров уплотнения считаем, что основание, подлежащее уплотнению, сложено песками средней крупности мощностью слоя 9 м.

Необходимые для расчетов технические характеристики вибропогружателей ВШ-1 и В-402 возьмем из таблицы 1, а уплотнителя ВУУП-6 примем согласно [9].

Таблица 1. Сравнительные характеристики вибропогружателей В-402 и ВШ-1 конструкции ВНИИГС

№ п/п	Показатель	Марка	
		В-402, В-402ВЧ (ВПП-2)	**ВШ-1 ВШ-1М**
1	Номинальная мощность приводного электродвигателя, кВт	55	44 (22 x 2)
2	Статический момент массы дебалансов, кг x см	1200, 600	2500
3	Частота колебаний, Гц	24, 33	13, 16, 20
4	Максимальная амплитуда вынуждающей силы, кН	270,256	400
5	Усилие полного сжатия пружин амортизатора, кН	120	290
6	Тип наголовника	Клиновой, гидравлический	Клиновой, гидравлический
7	Масса вибрирующей (ударной) части, кг	940	3000
8	Общая масса, кг	2710	5000
9	Габаритные размеры, мм: в плане высота	 1550 x 1 095 1 980	 1280 x 1250 2740

Примечание. ВПП-2, В 402, В 402ВЧ – вибрационные машины; ВШ-1 и ВШ-1М – вибрационные машины с перенастройкой при необходимости на ударно-вибрационный режим

Вначале проверим возможность использования вибропогружателя ВШ-1 с уплотнителем конструкции ВНИИГС для виброуплотнения заданного основания. При этом считаем, что должна быть обеспечена зона уплотнения вокруг уплотнителя диаметром 3 м. В соответствии с проведенными расчетами по зависимостям (6)–(12) достигаемая глубина составит порядка 9 м, что является достаточным для практического осуществления данного метода для виброуплотнения заданного основания.

Проведем сравнительные расчеты для уплотнителя конструкции ВНИИГС, погружаемого вибропогружателем ВПП-2.

Полученные расчетные значения свидетельствуют о том, что при достигаемой глубине уплотнения, равной 6 м, зона уплотнения грунта вокруг «виброелочки» увеличивается с 3 до 4,06 м при приближении уплотнителя к поверхности грунтового основания.

Проведем аналогичные расчеты для виброустановки с модернизированным уплотнителем при сокращении количества пространственных элементов уплотнителя в три раза и построим кривую зоны уплотнения для модернизированного виброуплотнителя. Полученные данные представим кривой на рисунке 1.

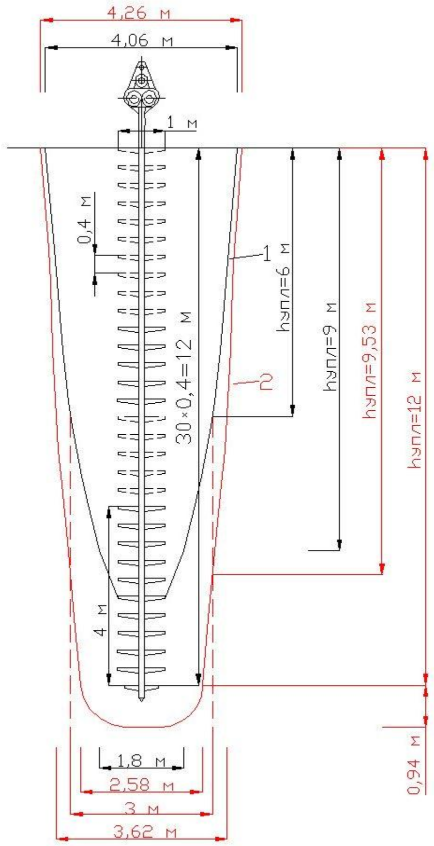


Рисунок 1. Зона уплотнения водонасыщенных песчаных грунтов основания средней крупности на глубину 9–12 м виброустановкой модернизированной конструкции (2) и уменьшение зоны уплотнения грунта и глубины погружения уплотнителя конструкции ВНИИГС (1)

Из рисунка 1 видно, что глубина уплотнения грунта увеличивается с 6 м у виброустановки конструкции ВНИИГС до 9,53 м при использовании модернизированного уплотнителя при сохранении размеров зоны уплотнения, равной 3 м, для обоих типов уплотнителей при прочих равных параметрах.

Для проведения сравнительных исследований достигаемой плотности грунтов основания в качестве основополагающего был принят график времени воздействия виброустановки конструкции ВНИИГС на грунты основания, а также построенные на его основе временные графики для модернизированной виброустановки, которые приведены на рисунке 2.

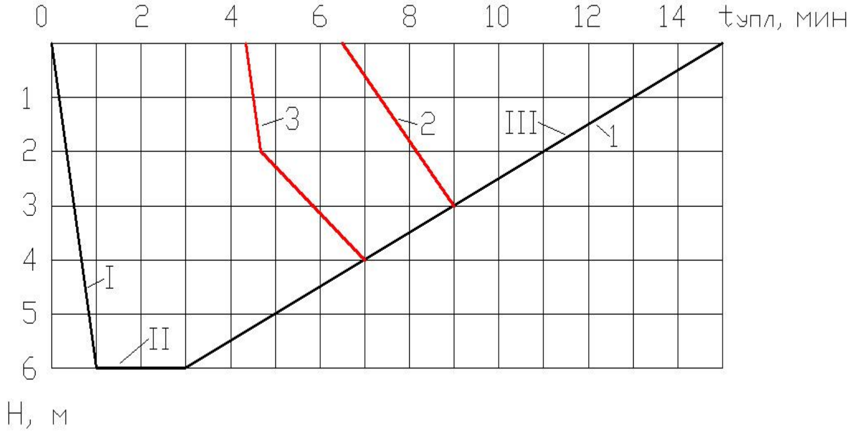


Рисунок 2. Графики времени вибровоздействия на грунты основания: 1 – виброустановкой конструкции ВНИИГС; 2 и 3 – модернизированной виброустановкой при высоте размещения пространственных элементов в нижней части штанги уплотнителя, соответственно равной 1/2 и 1/3 глубины уплотнения; I – стадия погружения уплотнителя; II – выдержки на заданной глубине уплотнения; III – стадия подъема уплотнителя

Опытные испытания по виброуплотнению песчаных грунтов оснований производились на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений.

Первоначально была апробирована виброустановка конструкции ВНИИГС, включающая в себя вибропогружатель ВШ-1 и уплотнитель длиной 11,2 м из толстостенной трубы диаметром 133 мм, к которой по всей длине приварены горизонтальные ребра с шагом до 500 мм. С учетом этих ребер диаметр пространственного уплотнителя составлял 700 мм. Вода к патрубку подавалась насосом с максимальной производительностью 300 м^3/ч с напором 90 м вод. ст. и возможностью регулирования этих параметров с помощью заслонки, установленной в системе забора воды.

Опытному уплотнению подвергались мелкие и средние пески основания на отсыпанной грунтовой дамбе до отметки около 4 м выше нулевого ординара. При этом глубина подводной отсыпки указанных песков составляла 5 м.

Данные статического зондирования показали, что грунт в целом уплотнялся в радиусе до 2 м от центра уплотнителя на глубину до 9 м.

Наиболее значительное уплотнение водонасыщенных песков ниже ординара происходило вблизи от центра уплотнителя, а уже на расстоянии 0,5 м от него снижалось. При этом в центральной зоне происходил размыв – разрыхление поверхностного слоя песка на глубину 1,5–2 м и более напором воды при вытаскивании уплотнителя. Попытка же прекращения подачи воды при вытаскивании уплотнителя из грунтов песчаного основания приводила к его заклиниванию в грунте.

Однако при дальнейшем уплотнении основания выявилась невысокая надежность этой виброустановки из-за частого выхода из строя вибропогружателя. Поэтому конструкция уплотнителя была видоизменена и проведены новые опытные работы по уплотнению грунтов основания модернизированной виброустановкой на том же участке дамбы.

Сравнение натурных исследований виброустановки конструкции ВНИИГС и модернизированной конструкции виброуплотнителя производилось при видоизменении конструкции уплотнителя, которое заключалась в срезке верхних горизонтальных ребер и сохранении их только на участке в 3,5–4,5 м в нижней части штанги.

Испытания модернизированного уплотнителя с вибропогружателем ВПП-2 производились при шаге погружения 3х3 м. При этом применялся кран гораздо меньшей грузоподъемности.

По данным статического зондирования глубина уплотнения основания составила 9 м. При этом достигалось более равномерное уплотнение грунта как в центральной части, так и в радиусе 1,5 м. Кроме того, грунт не разрыхлялся в центральной зоне вокруг уплотнителя.

По данным статического зондирования после уплотнения модернизированной установкой сопротивление внедрению острия зонда $q_з$ повысилось в целом по всей глубине обрабатываемого слоя основания до 9–14 МПа.

Согласно СП 11-105-97 [21] для полученного сопротивления внедрению острия статического зонда достигнутая относительная плотность грунтов основания I_D = 0,48…0.64. Полученные значения по $q_з$ до и после уплотнения свидетельствуют также об увеличении модуля деформации песчаных грунтов оснований E с 6…24 до 27…42 МПА, а угла внутреннего трения φ – с 26…32 до 34…36 градусов.

Полученные данные по $q_з$ характеризуют мелкие и средние пески как в основном плотные, что обеспечивает устойчивость структуры песчаных грунтов оснований зданий и сооружений при большинстве вибродинамических воздействий.

Виброустановкой с модернизированным уплотнителем, погружаемым вибропогружателем ВПП-2, было произведено уплотнение верхового откоса дамбы в основании скоростной автодороги, уплотнения песчаного заполнителя балластов наплавных ворот судопропускных сооружений и других объектов на строительстве комплекса защитных сооружений (КЗС) Санкт-Петербурга от наводнений. Объем внедрения только на строительстве КЗС составил несколько миллионов кубических метров уплотненного грунта.

Выводы

1. Проведенные исследования позволили обосновать и разработать методику выбора метода и основных параметров уплотнения песчаных грунтов оснований по величине вибродинамического воздействия для заданной глубины уплотнения основания.

2. Разработанная методика позволяет выбрать конкретный метод и основные параметры уплотнения грунтов основания, сравнить необходимые параметры уплотнения при осуществлении как различных методов уплотнения, так и одного выбранного метода уплотнения оснований.

3. Результаты практического применения данного обоснования для выбора метода и основных параметров глубинного уплотнения основания виброустановкой продольного вибрирования с пространственным уплотнителем типа «елочка» были подтверждены опытными испытаниями по уплотнению мощного 9-метрового слоя грунта тела песчаной дамбы в основании скоростной автодороги и на других объектах.

4. В сравнительных опытных испытаниях применялись вибропогружатели ВШ-1 и ВПП-2 для вибропогружения уплотнителя конструкции ВНИИГС и модернизированной конструкции уплотнителя соответственно. В результате наряду с расчетной глубиной уплотнения был обеспечен расчетный диаметр зоны уплотнения, равный 3 м.

5. Для погружения уплотнителя целесообразно использовать вибропогружатель ВПП-2 (В-402) ввиду сравнительно небольшой его стоимости и высокой надежности при работе с усовершенствованным уплотнителем. При этом рекомендуется применять модернизированный виброуплотнитель для уплотнения песчаных грунтов оснований и сооружений при толщине слоя, подлежащего уплотнению, от 3 до 12 м.

6. Уплотнение грунтов оснований и сооружений выбранным методом было осуществлено в значительном объеме на строительстве комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений. В результате уплотнения было достигнуто в основном плотное сложение грунтов.

Литература

1. Florin V.A., Ivanov P.L. Liquefaction of Saturated Sandy Soils // Proceedings of the V International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1961. Vol. 1. Pp. 182–186.
2. Ivanov P.L. Compaction of Cohesioniess Soils by Expiosives // Proceedings of the VI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1966. Vol. 3. Pp. 352–354.
3. Ivanov P.L., Krasnikov N.D. Charge Expision Sounding of Saturated Cohesionliss Soils // VI Simposium on Earthquake Engineering. 1978. Vol. 1. Pp. 151–156.
4. Ivanov P.L. Consolidation of Saturated Soils By Explosions// International Conference on Compaction. 1980. Vol. 1. Pp. 331–337.
5. Dembicki E., Kisielowa N., Nowakowski N., Nowakowski Z. Dynamic Consolidation of Mud Soils by Means of Blasting Changes // International Conference on Compaction. 1980. Vol. 1. Pp. 295–299.
6. Dembicki E., Kisielowa N., Nowakowski H., Osiecimski R. Compaction of Sandy Marine Subsoilby Means of Blasting // International Conference on Compaction. 1980. Vol. 1. Pp. 301–305.
7. Иванов П..Л. Уплотнение несвязных грунтов взрывами. М.: Недра, 1983. 230 с.
8. Цейтлин М.Г. Верстов В.В. Азбель Г.Г. Вибрационная техника и технология в свайных и буровых работах. Л.: Стройиздат, 1987. 262 с.
9. Зубков В.М., Ковалевский Е.Д., Анисимов В.М. Способ глубинного уплотнения песчаных оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1983. №2. С. 6–7.
10. Бейтныш Г.Р., Булгаков Б.А., Цельминш В.В. [и др.] Опыт гидровиброуплотнения рыхлых песчаных грунтов и строительства на них // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1988. №5. С. 3–5.
11. Hamidi B., Varaksin S., Nikraz H. Implementation of Optimized Ground Improvement Techniques for Giga Project. Geoshanghai 2010 // Conference ASCE Geotechnical Special Publication: Ground Improvement and Geosynthetics, Shanghai, 3-5 June. 2010. No. 207. Pp. 87–92.
12. Hamidi B., Yee K., Varaksin S., Nikraz H., Wong L.T. Ground Improvement in Deep Waters Using Dynamic Replacemennt // 20th Internatinal Offshore and Polar Engineering Conference, Beijing, 20–26 June. 2010. Pp. 848–853.
13. Hamidi B., Varaksin S., Nikras H. Predicting Menard Modulus Using Dynamic Compaction Induced Subsidence // International Conference on Advances In Geotechnical Engineering (Icage), Perth, 7-11 November . 2011. Pp. 221–226.
14. Varaksin S., Hamidi B. Pressuremeter for Design and Accptance of Challendinng Ground Improvement Works // 18th Intenernational Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Works (18th Icsmge), Parallel Session: Isp6 – Pressio, Paris, 2-6 Septemeber. 2013. Pp. 356–363.
15. Минаев О.П. Эффективный метод взрывного уплотнения оснований гидротехнических сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2014. №6(50). С. 32–39.
16. Минаев О.П. Тяжелые трамбовки нового поколения для уплотнения водонасыщенных грунтов оснований // Вестник гражданских инженеров. 2014. №4(45). С. 66–72.
17. Минаев О.П. Развитие виброметода уплотнения грунтов в строительстве // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2011. №5. С.18–21.
18. Минаев О.П. Разработка динамических методов глубинного уплотнения слабосвязных грунтов оснований // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2013. №6. С. 21–23.
19. Пат. № 2135690 РФ, МКИ Е 02 Д 3/054. Способ глубинного виброуплотнения песчаных грунтов / О.П. Минаев, Ю.К. Севенард, Е.М. Перлей, А.И. Соснин..Заявл. 13.03.1998г., Опубл. В Б.И. 27.08.98, №24.
20. СП 24. 13330.2011. Свайные Фундаменты. Актуализированная редакция СНИП 2.02.03-85.
21. СП 11-105.97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. М.: ПНИИС Госстроя России, 1998. 59 с.

Олег Петрович Минаев, Санкт-Петербург, Россия

Тел. моб.: +7(921)7411535; эл. почта: minaev.op@bk.ru

doi: 10.5862/MCE.51.9

Управление и надежность реализации строительных программ

Д.т.н., профессор В.З. Величкин,
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Аннотация. Реализация строительных программ подрядными организациями сопряжена не только с определенными текущими издержками, но и со значительными потерями при несвоевременной сдаче этапов работ и вводе объектов в эксплуатацию.

В статье предлагается специальная разновидность функции бета-распределения плотности вероятности случайной величины для оценки вероятности выполнения строительной программы в полном объеме и в заданные сроки. Данная функция позволяет учитывать влияние эффективности работы управляющей системы на вероятность выполнения программы в установленные сроки.

Для достижения высокого уровня надежности реализации строительной программы (не ниже 0,9) предложены стратегии предварительного формирования требований к показателям системы управления, учета резервов времени и построения структурной избыточности при организации строительства. Приведены примеры соответствующих расчетов.

Ключевые слова: вероятность выполнения программ; значение вероятности; календарный план; надежность; параметр управления; расчетные сроки; резервы времени; риски; структурная избыточность; эффективность управления

В современных условиях текущие издержки строительных организаций, как правило, компенсируются инвестором при окончательных расчетах за законченные объекты. Более серьезной проблемой является несвоевременное окончание этапов работ: штрафы, пени и неустойки строительная организация оплачивает из собственных средств и полученной прибыли.

В этой связи очень важно для строительных организаций определить объем экономических рисков на этапах рассмотрения календарных планов строительства и заключения подрядных договоров и установить сроки окончания этапов работ и строительства в целом. Риски экономических потерь и издержек напрямую связаны с соблюдением принятых сроков завершения этапов строительства в целом [1–5]. В свою очередь надежность соблюдения принятых сроков строительства существенно зависит от эффективности работы всей системы управления [6, 7]. При этом следует учитывать, что сроки строительства по календарному плану установлены на основании определенных технических норм и наличия технических и трудовых ресурсов.

Установленные сроки выполнения этапов строительства на основании технических расчетов не означают их 100%-ную надежность. Практика строительства показывает значительные отклонения реальных сроков окончания работ от расчетных. В общем случае вероятность выполнения расчетных сроков колеблется в районе 50 %. Естественно, эффективное управление и наличие дополнительных ресурсов могут обеспечить почти точное соблюдение принятых сроков строительства.

Эти рассуждения необходимо учитывать при утверждении сроков строительства и заключении договоров. Такой учет требует дополнительных расчетов с учетом вероятности соблюдения установленных сроков и эффективности воздействия управляющих решений. Методика оценки рассматриваемых строительных программ может базироваться на известной разновидности функции бета-распределения плотности вероятности случайной величины[8, 9, 10]. Эта функция [10] хорошо учитывает влияние случайных отклонений рассматриваемых величин и уровень воздействий управляющих решений:

$$\varphi(x) = \frac{(\xi+1)(\xi+2)(\xi+3)}{2(b-a)^{\xi+3}}(x-a)^{\xi}(b-x)^{2}, \quad (1)$$

где $\varphi(x)$ – функция плотности вероятности случайной величины x; x – значение случайной величины срока окончания этапа работ; a – минимально возможный срок окончания этапа работ; b

– максимально возможный срок окончания этапа работ; ξ – параметр функции, учитывающий эффективность функционирования системы управления.

Для данного вида бета-распределения случайной величины можно определить математическое ожидание по формуле

$$Тмо = \frac{b\xi + b + 3a}{\xi + 4}. \tag{2}$$

Дисперсия срока окончания выполнения строительной программы для данной функции вычисляется по следующей формуле:

$$\sigma^2 = \frac{3(\xi + 1)(b - a)^2}{(\xi + 4)^2(\xi + 5)}. \tag{3}$$

Для того чтобы оценить надежность принимаемого календарного плана или программы строительства с позиций выполнения полного объема всех предусмотренных работ в установленный срок и соответствия принятым положениям по организации работ, необходимо выполнить расчеты вероятностных показателей [11–18]. Прежде всего требуется рассчитать сроки выполнения всех работ по принятому методу организации и крайние сроки выполнения программы. Крайние сроки могут приниматься на основе опыта экспертным путем, в таком случае значение «a» мы определим как оптимистическую оценку, а значение «b» – как пессимистическую [9, 10]. Однако более достоверно будет определение этих величин на основе общего опыта строительства с учетом полученного расчетного срока завершения программы, принимаемого за наиболее вероятный. Наиболее вероятный срок при использовании функции (1) и будет математическим ожиданием, определяемым по выражению (2).

Тогда первым этапом оценки строительной программы по возможным рискам на основе надежности ее выполнения в заданные сроки является выявление основных расчетных сроков и формирование крайних оценок «a» и «b». При управлении строительством и его планировании имеются общие рекомендации по возможностям сокращения расчетных сроков, определенных на основе нормативов по трудоемкости работ. Рекомендуется допускать сокращение продолжительности работ на 10–15 %. Тогда целесообразно принимать значение a = 0,85 Тмо. Преобразовав выражение (2) с учетом a = 0,85 Тмо, получаем значение величины b:

$$b = \frac{Тмо(\xi + 1{,}45)}{(\xi + 1)}. \tag{4}$$

К основным расчетным срокам строительной программы, кроме крайних значений срока завершения всех работ и расчетного срока Тмо, следует отнести срок завершения программы по договору подряда – Тд, который, как правило, несколько больше расчетного: Тд > Тмо. Для полной оценки надежности программы и возможных рисков необходимо также учитывать срок завершения работ в условиях организации всех работ по методу критического пути с полным напряжением всех видов ресурсов [19–23]. В этом случае возрастают текущие издержки из-за возникающих простоев специализированных потоков (трудовых ресурсов и привлекаемой ими строительной техники) [8, 14, 24, 25]. Получаемый на основе расчетов по другой организации работ Ткп является по своей сущности математическим ожиданием другой системы реализации исходной программы и будет иметь свои значения a’ и b’ , a < Ткп < Тмо.

Вероятность получения некоторого значения случайной величины x, то есть конечного срока выполнения программы, в соответствии с функцией плотности вероятности (1), может быть определена по следующему выражению:

$$\rho(x) = 0{,}5\alpha^{\xi+1}[\alpha^2(\xi + 1)(\xi + 2) - 2(\xi + 1)(\xi + 3) + (\xi + 2)(\xi + 3)]\cdot \tag{5}$$

Здесь $\alpha = \dfrac{Тр - a}{b - a}$.

Расчетная вероятность по выражению (5) в значительной степени определяет надежность завершения строительства в срок Т. Надежность выполнения плана в принятый срок Т следует определять с учетом имеющихся резервов времени для календарного плана по рассматриваемой строительной программе [19, 26, 27–29]. Резервы времени в условиях работы системы управления позволяют повысить значение вероятности, которую целесообразно считать надежностью для рассматриваемой программы. Надежность Н(Т) может быть вычислена по формуле

$$H(T) = \frac{\psi + \rho(T)}{[2 - \rho(N)(1-\psi)]}, \qquad (6)$$

где $\psi = Ррез \setminus Робщ$ – показатель содержания резервов времени в рассматриваемой программе;
Ррез – суммарная продолжительность работ специализированных потоков, имеющих резервы времени в рассматриваемой программе;
Робщ – суммарная продолжительность всех специализированных потоков;
$\rho(T)$ – значение вероятности окончания всех работ (завершения строительства) в срок Т.

При вычислении значения вероятности срока завершения строительной программы учитываются, с одной стороны, расчетные значения при применении технических норм в виде ожидаемого значения (математического ожидания), а с другой стороны, принимаемый уровень работы управляющей системы. Известно, что процесс строительства подвержен воздействию многочисленных факторов задержек и отказов. Управление обеспечивает компенсацию их негативных последствий, тем самым позволяя достичь расчетных сроков. Эти аспекты процесса строительства и отражают функция (1) и формула вероятности (5).

Для применения этих зависимостей необходимо назначить значение параметра ξ. Проведенные исследования позволяют рекомендовать следующие значения данного параметра. В случае жесткого и плотного управления при непрерывном и ежедневном мониторинге параметр управления может быть принят равным или близким к нулю. При активном контроле над ходом строительства и проведении корректирующих планерок 1–2 раза в неделю значение ξ можно принять близким к 0,5. При более пассивном контроле хода строительства и проведении совещаний 1–2 раза в месяц параметр следует принимать больше 1,0 или равным или близким к 2,0.

Данная методика оценки строительной программы на предмет надежности ее реализации в полном объеме и в установленные сроки может быть представлена в виде следующего примера.

Строительная программа стоимостью 1,509 млрд. руб. в соответствии календарным планом должна быть реализована за 450 календарных дней. По договору подряда планируется завершить весь объем работ за 465 дней. При организации работ по методу критического пути возможен простой специализированных потоков и техники с экономическими потерями в объеме 23,7 млн. руб. При этом достигается сокращение планового срока окончания работ до 420 календарных дней. Запланированная организация работ по календарному плану имеет резервы времени у ряда специализированных потоков около 30 % от общей суммарной продолжительности их календарной работы.

Учитывая оптимистическую возможность сократить срок строительства в благоприятных условиях до 15 %, получаем значение а = 0,85 Тр = 383 дня.

Крайнюю пессимистическую оценку определяем по выражению (4), принимая расчетный срок 450 дней как наиболее вероятный (как математическое ожидание случайной продолжительности строительства). Для расчета оценок рисков и надежности можно принять традиционный достаточно эффективный уровень управления при $\xi = 0{,}5$.

$$b = \frac{450(1+1{,}45)}{(0{,}5+1)} = 585.$$

В этом случае по выражению (5) определяем вероятность выполнения работ в расчетный срок при $\alpha = \frac{450-383}{585-383}$ = 0,332:

$$\rho(450) = 0{,}5 \times 0{,}332^{0{,}5[}[0{,}332^2 \times 1{,}5 \times 2{,}5 - 2 \times 0{,}332 \times 1{,}5 \times 3{,}5 + 2{,}5 \times 3{,}5] = 0{,}543\,.$$

Полученная вероятность выполнения работ в расчетный срок свидетельствует о наличии значительных рисков срыва выполнения программы в полном объеме. По установленным нормативам требуется вероятность не ниже 0,9 для обеспечения своевременного и качественного выполнения технологии строительства и окончания работ. Следовательно, расчет сроков работ на основе технических норм предполагает вероятность их выполнения около 50 %. При проведении жесткого управления $(\xi \to 0)$ вероятность $\rho(450) = 0{,}702$, что также недостаточно.

Рассмотрим вероятность реализации строительной программы по выражению (5) в сроки по подрядному договору при $\alpha = \dfrac{465-383}{585-383} = 0{,}406$:

$$\rho(465) = 0{,}5 \times 0{,}406^{1{,}5}[0{,}406^2 \times 1{,}5 \times 2{,}5 - 2 \times 0{,}406 \times 1{,}5 \times 3{,}5 + 2{,}5 \times 3{,}5] = 0{,}660 .$$

Полученная вероятность выполнения всей программы также не обеспечивает достаточной надежности. При жестком управлении $(\xi \to 0)$ вероятность $\rho(465) = 0{,}790$, что также содержит ощутимые риски.

На основе аналогичных расчетов получаем срок, гарантирующий вероятность не менее 0,9 при традиционной эффективной системе управления, равный 490 дням. При улучшении управления вероятность выполнения программы превышает значение 0,9. Однако инвестора не устраивает данный срок реализации строительной программы.

Используя данную методику оценки вероятностных показателей строительной программы, можно сформировать несколько стратегий обеспечения требуемой надежности ее выполнения. Эти стратегии могут опираться на:

1) предельно возможную жесткость и непрерывность управляющих воздействий (выражение 5, $\xi \to 0)$;

2) возможность полного использования имеющихся резервов времени для повышения надежности сроков (выражение 6);

3) возможность структурной избыточности календарных планов.

Структурная избыточность [30–32] может формироваться за счет параллельного включения организационных форм непрерывной работы специализированных потоков и организационных форм метода критического пути при формировании календарного плана работ. Дублирование методов организации работ позволяет при отказе одного метода (срыв сроков выполнения работ) переходить на другой для достижения плановых сроков строительства.

Для рассматриваемой строительной программы по первой стратегии при жестком управлении $\xi = 0$ получаем вероятность при $\alpha = \dfrac{465-363}{546-383} = 0{,}503$:

$$\rho(465) = 0{,}5 \times 0{,}503(0{,}253 \times 2 - 6 \times 0{,}503 + 6) = 0{,}877 .$$

Полученное значение близко к 0,9. Если учесть использование резервов времени, согласно второй стратегии надежность по выражению (6) принимает значение

$$H(465) = \frac{0{,}7 + 0{,}877}{2 - 0{,}877(1 - 0{,}7)} = 0{,}908 .$$

При создании структурной избыточности по третьей стратегии возможен одновременный учет двух методов организации строительства. К этим методам целесообразно относить непрерывную работу специализированных потоков и работу по методу критического пути [18]. В этом случае возможно применение зависимости для двух параллельно соединенных элементов с целью оценки вероятности отказа системы:

$$\rho(T) = 1 - (1 - \rho_1(T))(1 - \rho_2(T)) \cdot \qquad (7)$$

В соответствии с выражением (7) вероятность выполнения программы за 450 дней при жестком управлении $\xi = 0$ и при учете системы с двумя возможными методами организации строительства принимает значение

$$\rho(450) = 1 - (1 - 0.702)(1 - 0{,}796) = 1 - 0{,}298 \times 0{,}204 = 0{,}939 .$$

Здесь 0,702 – вероятность выполнения программы за 450 дней при непрерывной работе специализированных потоков; 0,796 – вероятность выполнения программы за 450 дней методом критического пути.

При учете возможности применения двух методов организации строительства при обычном эффективном управлении $\xi = 0,5$ также получаем высокую вероятность выполнения строительной программы в установленные договором сроки.

$$\rho(465) = 1 - (1 - 0,66)(1 - 0,788) = 1 - 0,0721 = 0,928$$

Здесь 0,66 – вероятность выполнения программы за 465 дней при непрерывной работе специализированных потоков; 0,788 – вероятность выполнения программы за 465 дней методом критического пути.

На основе положений, рассмотренных выше, можно сделать вывод о необходимости тщательного рассмотрения строительных программ по срокам выполнения, методам организации строительства, возможным экономическим рискам с учетом договорных обязательств. Необходимо учитывать, что сроки строительства, определенные по расчетным техническим нормам – это наиболее вероятные сроки, обеспечивающие вероятность их выполнения в пределах 50–60 %. Поэтому на стадии формирования строительных программ и договорных отношений необходимо оценить возможности по срокам и методам организации строительства, наличие резервов сил, средств и времени, оценить уровень действующей системы управления.

Полученные в результате изучения строительной программы оценки и выводы желательно переложить в конкретные значения показателей приведенных математических выражений. Выполнение расчетов вероятности реализации принимаемых строительных программ позволяет заранее сформировать необходимые стратегии и минимизировать риски экономических потерь. При необходимости такие оценки и расчеты могут быть проведены на любом этапе выполнения строительной программы.

Литература

1. Baiburin A.Kh., Golovnev S.G. Implementation of pile foundation quality and serviceability / A.Kh. Baiburin, S.G. Golovnev // The Proceedings of the International Geotechnical Symposium «Geotechnical Aspects of Natural and Man-Made Disasters». Astana, Kazakhstan Geotechnical Society, 2005. Pp. 144–147.
2. Байбурин А.Х., Головнев С.Г. Оценка качества строительно-монтажных работ на основе показателей надежности// Известия вузов. Строительство. 1998. № 2. С. 67–70.
3. ГОСТ 27.002-89.Надежность в технике. Термины и определения. М., 1989.
4. Крылов Э.И. Основные принципы оценки эффективности инвестиционного проекта. СПб.: СПбГУАП, 2003. 47 с.
5. Bayar T. Associate Editor. Better Renewables Risk Management Solutions Emerge // Renewable Energy World. 2012. No.3. Pp. 22–24.
6. Ансофф И.А. Стратегическое управление. Экономика, М., 2006. 358 с.
7. Гусева М.Н. Надежность и эффективность систем управления в строительном бизнесе. Гос. университет управления, М., 2004. 38 с.
8. Абдуллаев Г.И., Величкин В.З., Солдатенко Т.Н. Повышение организационно-технологической надежности строительства линейно-протяженных сооружений методом прогнозирования отказов // Инженерно-строительный журнал. 2013. №3(38). С. 43–50.
9. Абсалямов Д.Р. Повышение надежности инженерных систем методом формализации поиска отказов // Инженерно-строительный журнал. 2012. №2. С. 39–47.
10. Хибухин В.П., Величкин В.З., Втюрин В.И. Математические методы планирования и управления строительством. Л.: Стройиздат, Ленингр. Отделение, 1990. 140 с.
11. Абдуллаев Г.И. Основные направления повышения надежности строительных процессов // Инженерно-строительный журнал. 2010. №4(14). С. 59–60.
12. Абдуллаев Г.И., Величкин В.З. Особенности оценки надежности строительных потоков // Инженерно-строительный журнал. 2009. №4(6). С. 53–54.
13. Абдуллаев Г.И. Оценка уровня надежности с учетом организационно-технологических параметров строительства линейно-протяженных сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2009. №8(10). С. 62–64.

14. Шульман Г.С., Романов М.В. Надежность инженерных сооружений. СПб.: СПбГТУ, 2001. С. 56.
15. Рогонский В.А., Кострич А.И., Шеряков В.Ф. Эксплуатационная надежность зданий и сооружений. СПб.: Стройиздат, 2004. 272 с.
16. Artur A., Czarnecki A. Time-variant reliability profiles for steel giarder bridges // Structural safety. 2008. Vol. 30. No.1. Pp. 49–64.
17. Au S.K., Ching J., Beck J.L. Application of subset simulation method to reliability benchmark problems // Structural safety. 2007. Vol. 29. No. 3. Pp. 183–192.
18. Daaboul J., Castagna P., Da-cunha C., Demard A. Value network Modeling and Simulation for strategic Analysis: A discrete event simulation Approach // International Journal of Production Research. 2011. No. 9. Pp 2501–2517.
19. Афанасьев В.А. Поточная организация строительства. Л.: Стройиздат, 1990. С. 203.
20. Байбурин А.Х., Головнев С.Г. Формирование системы показателей качества в троительстве // Известия вузов.Строительство. 1999. №8. С. 57–60.
21. Виленский П.Л., Лившиц В.Н., Смоляк С.А. Оценка эффективности инвестиционных проектов. Теория и практика. М.: Дело, 2001. 832 с.
22. Bendraouche M., Boudhar M., Oulamara A. Scheduling: Agreement Graph VS resource Constraints // European Journal Operation Research. 2013. Vol. 240. No.2. Pp. 365–360.
23. Belton V., Montibeller G. Qualitative Operators for Reasoning maps // Eropean Journal of Operation Research. 2009. No. 3. Pp. 829–840.
24. Томаев Б.М. Надежность строительного потока. М.: Стройиздат, 1983. 129 с.
25. Papakonstantionou D.A., Raekoff C.W. Characterizing Sets of Jobs that Admit Optimal Greedy-Like Flgorithms // Journal of Scheduling. 2010. No. 2. Pp. 163–176.
26. Automatik control. Honeywell. Sl Editor. Printed in USA. 1989. 412p.
27. Autodesk Animator. Tutorials Autodesk ink. San Rafael, 1990. 102 p.
28. Rowinski L. Organizacia procesow budowlanych. Warszawa, PWN, 1979, 520 p.
29. Belton V., Montibeller G. Cousal maps and the Evaluation of Decision // Eropean Journal of Operation Research. 2006. No. 7. Pp. 779–791.
30. Liu K.F.R. A Possibilistic Petri Net Model for Diagnosing Cracks in RC Structures // Computer-Aided Civil and infrastructure Engineering. 2003. Vol. 18. Pp. 426–439.
31. Чуев Ю.В., Михайлов Ю.Б., Кузьмин. Прогнозирование количественных характеристик процессов. М.: Советское радио, 1975. 400 с.
32. Verderame P.M., Floudas C.A. Integration of Operation Planning and Medium-Term Scheduling for Large-Seale Industrial Batch Plants under Demand and Processing Time Uncertainty // Industrial and Engineering Research. 2010. No. 10. Pp. 4948–4965.

Виктор Захарович Величкин, Санкт-Петербург, Россия

Тел. моб.: +7(921)6545468; эл. почта: V.Velichkin2011@yandex.ru

doi: 10.5862/MCE.51.10

Технологичность разновидностей современных разборно-переставных опалубочных систем

Аспирант О.А. Капшук,
Приднепровская академия строительства и архитектуры
д.т.н., заведующий кафедрой В.Т. Шалённый,
Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Аннотация. С развитием монолитного строительства возникает вопрос о повышении его эффективности. Одним из путей является целесообразное использование опалубочных систем. Исследования показали недостатки существующей нормативной документации в части разборно-переставной опалубки.

В статье изложены методика и результаты вычислительного эксперимента по исследованию технико-экономических показателей возведения монолитного каркаса в разборно-переставной опалубке. Рассмотрены наиболее распространенные в Украине системы такой опалубки, которые могут использоваться для бетонирования зданий на условиях аренды или покупки подрядной организацией. Доказаны существенные отличия полученных показателей продолжительности, удельных себестоимости и трудоемкости железобетонных работ по рассмотренным возможным вариантам технологий.

Полученные результаты позволяют говорить о целесообразности учета разновидности индустриальных опалубочных систем и условий их использования на конкретном объекте. Приведенная методология моделирования технологических процессов и их конечных технико-экономических показателей может использоваться и на других объектах с ожидаемым улучшением технико-экономических показателей при обоснованном выборе рационального комплекта опалубки из представленных на рынке.

Ключевые слова: опалубка; методика; расчет; продолжительность; стоимость производства; технико-экономические показатели

Введение и анализ публикаций

Сегодня железобетон является безальтернативным материалом для применения в жилищно-гражданском и других видах строительства [1]. Строительство зданий и сооружений из монолитного железобетона охватывает всё новые области и направления, становится признаком современного строительства. Технология доказала свою конкурентоспособность, мобильность, эффективность и успешно реализуется при круглогодичном производстве работ [2]. На протяжении всего развития технологии железобетона продолжаются и научно-технические разработки, способствующие распространению железобетонных конструкций, повышению эффективности их производства и эксплуатации. С одной стороны, ведутся работы по улучшению состава самого бетона и использования в нем стальной арматуры или ее заменителей [3], с другой стороны, эффективность использования опалубки как никогда актуальна [4]. Приведем примеры недавно опубликованных результатов разработки ультралегких бетонов для монолитного строительства [5], конструкций из фибробетонов [6, 7] сборно-монолитных конструкций для уменьшения веса с одновременным сокращением потребности в опалубочных конструкциях [8], а также изменений конструкций самой опалубки [9] и состава бетона [10, 11].

С этой же целью проведены исследования, в результате которых стала возможной более ранняя распалубка для увеличения оборачиваемости индустриальной опалубки перекрытий фирмы Peri [12]. Такие инновации не только сокращают сроки возведения, но и снижают его себестоимость за счет приобретения меньшего комплекта опалубки или ее аренды на меньший срок [13, 14]. Опыт применения современной системной опалубки показывает, что стоимость ее комплекта под один кран уже, как правило, на 35–40 % выше стоимости самого крана [15], а применительно к стоимости готовой бетонной конструкции колеблется от 40 до 60 % [16]. Поэтому целесообразно ускорение оборачиваемости опалубки, в том числе и путем рационального выбора комплекта, а также совмещения и продолжительности технологических процессов с ее использованием [17, 18].

Оборачиваемость системы, ее универсальность и возможность применения в разных проектах, инженерный подход к техническому решению, который предусматривает грамотную «привязку» комплекта с разбивкой на захватки по бетонированию (с учетом сроков по строительству), перенос комплекта опалубки с одного объекта на другой, инженерное сопровождение – основные критерии, которыми руководствуется заказчик в выборе опалубки [19]. Такие исследования помогут при выборе эффективного варианта технологии и организации железобетонных работ с учетом оценки технологичности в жизненном цикле строительного объекта [20], основанном на принципах, изложенных в известных работах проф. Гусакова А.А. [21] и его последователей [22, 23 и др.].

Объективно оценить сроки производства железобетонных работ на объекте, а затем определить и все другие технико-экономические показатели по альтернативным вариантам технологии представляется возможным только в результате организационно-технологического проектирования с составлением календарных графиков выполнения работ. Безусловно, важным фактором при этом являются продолжительность бетонирования [24, 25, 26] и сроки выдержки бетона в опалубке до ее снятия с учетом случаев применения ускорителей твердения в бетоне, а также самой конструкции опалубки [27]. На протяжении последних 20 лет практически нет работ, где бы обращалось должное внимание на учет разновидности наиболее распространенных современных разборно-переставных опалубочных систем, особенно в Украине. По данным украинской государственной службы статистики, наиболее распространены разборно-переставные опалубки (рис. 1а), из которых более 2/3 всего объема продаж принадлежит трем известным фирмам: Ulma, Doka и Peri (рис. 1б).

а

1б

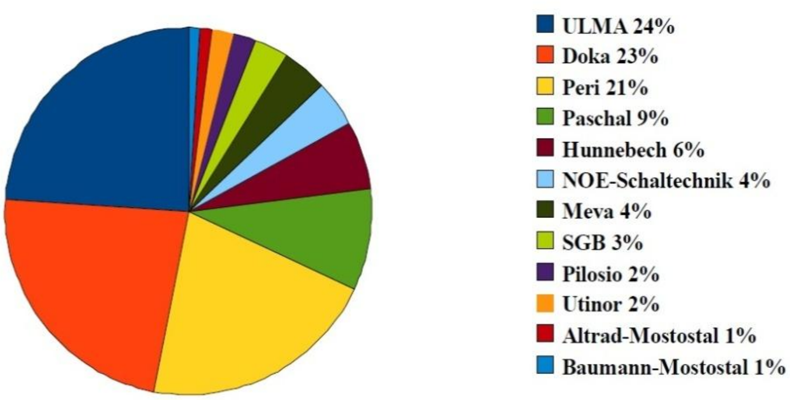


Рисунок 1. Распространение в Украине разновидностей систем опалубок (а) и удельный вес фирм-производителей разборно-переставной опалубки (б)

Перечисленных современных опалубочных систем не было ни в элементных ресурсных сметных нормах Украины [28], ни в аналогичных нормах Российской Федерации [29]. Хотя несколько позже, в дополнениях к последним сметным нормативам появляются отдельно нормы затрат труда при устройстве конструкций в опалубках Doka, Peri, а также Модостор, но там нет отдельного указания затрат ресурсов на арматурно-опалубочные работы. Примерно в это же время в Украине утверждаются и публикуются ДСТУ Б Д.2.2–1:2008, где уже нормируются затраты труда рабочих и машинного времени на опалубочные работы с использованием системы Doka

[30]. Но воспользоваться этими данными для составления графиков производства работ также нельзя по той причине, что там не выделяются отдельно ресурсы на монтаж и демонтаж опалубки.

Постановка задачи

На примере технологии и организации выполнения арматурно-опалубочных работ при бетонировании конкретных каркасов гражданских зданий решались следующие задачи:

- разработка методики и проведение вычислительного эксперимента с построением календарных планов возведения этих каркасов в среде Project Manager; составление смет с использованием системы АВК-5;
- обработка и анализ результатов в среде электронных таблиц MS Excel с определением и сравнением технико-экономических показателей рассмотренных вариантов технологии и установлением экономически более целесообразных.

Описание исследования

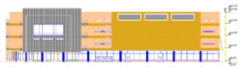
Учитывая изложенную ситуацию и пользуясь известными методическими материалами [31–35], мы выполнили необходимые хронометражные наблюдения на строительных объектах г. Днепропетровска и Киева (хронометраж в Киеве проводили специалисты центра УГНИЦ «Цинобуд» НТС Госстроя Украины). В результате обработки полученной информации по упомянутым методикам были установлены расчетные нормы времени на опалубочные работы при возведении относительно распространенных железобетонных конструкций гражданских зданий (таблица 1). Причем если в нормативных документах они представлены обобщенным значением норм, то нами выделены отдельные значения норм времени при монтаже и демонтаже опалубки, т. к. в технологическом процессе эти работы выполняются в разное время, а иногда даже и разными подрядными организациями.

Таблица 1. Полученные затраты времени на выполнение опалубочных работ в опалубках фирм Peri, Ulma и сравнение их с нормируемыми для опалубки фирмы Doka на территории Украины (единица измерения – 100 м^3 железобетона в конструкции)

Фирмы-производители	**Peri**		**Ulma**		**Doka**	
работы	**Затраты времени на опалубочные работы**					
	чел.-час.	**маш.-час.**	**чел.-час.**	**маш.-час.**	**чел.-час.**	**маш.-час.**
опалубка для устройства глухих стен, толщиной 150 мм (базовая норма 6-53-1 [30])						
монтаж	2244,95	286,13	измерения не проводились		1288	378
демонтаж	562,07	106,83			334,6	61,6
Всего	2806,99	392,96	–	–	1622,6	439,6
опалубка для устройства колонн периметром до 3 м (базовая норма 6-53-7 [30])						
монтаж	374,56	38,89	510,52	46,61	892,803	213,449
демонтаж	205,71	23,14	258,49	36,79	326,297	32,751
Всего	580,27	62,03	769,01	83,40	1219,1	246,2
опалубка для устройства без балочных перекрытий, толщиной до 150 мм (базовая норма 6-53-8 [30])						
монтаж	168,94	53,58	314,84	53,58	496,005	73,103
демонтаж	133,74	9,62	161,48	9,62	152,995	9,997
Всего	302,68	63,2	476,32	63,2	649	83,052

Для подтверждения гипотезы о различии значений себестоимости, трудоемкости и сокращении сроков выполнения железобетонных работ при использовании изученных наиболее распространенных систем опалубок далее выполнялось многовариантное проектирование графиков производства работ на пяти отобранных объектах-представителях. Технические характеристики этих объектов и пределы изменений исследуемых параметров технологии представлены в таблице 2.

Таблица 2. Объекты, отобранные для вариантного технологического проектирования

Показатели	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Фасад					
К-во этажей	10	5 и 7	24	2 и подвал	3 и 2 цокольных этажа
К-во секций	1	2	1	1	1
Размеры в плане, м	29,400х16,100	23,900х15,600	45,100х 24,500	42.740х23.000	96,000х84,750 и 68,000х69,000
Высота, м	+28,160	+15,000 та +21,000	+79,200	+13,050	+19,700
Объем бетона, куб.м.	1537,86	950,32	9487,71	932,72	6657,265
Сечение колонн, м	0,4х0,4	0,4х0,4	0,5х0,5 и 0,6х0,6	0,4х0,4	0,5х0,5
Толщина перекрытий, м	0,15	0,15	0,2	0,2	0,22 та 0,18
Толщина стен, м	0,15	0,15	0,4	нет в проекте	0,2

Все объекты были сведены в матрицу планирования вычислительного эксперимента (таблица 3). При составлении матрицы отдельно учитывались условия использования опалубки, т.е. на каких условиях приобретается или арендуется опалубка. За условия аренды везде принято 5 % отчислений в месяц (максимальное значение в Украине). Стоимости просчитывались в сметно-программном вычислительном комплексе АВК-5 (аналог российских программ Гранд-смета, Эксперт-Смета и т. п.)

Для технологических расчетов возведения объектов отправными точками служили рабочие чертежи (планы, разрезы и т. д.). По ним была составлена номенклатура работ и определены их объемы. Объемы определялись отдельно по каждой разновидности работ, которые входят в комплекс по возведению монолитного каркаса. Для составления календарного плана возведения каркасов здания проводилась разбивка на захватки по отдельным разновидностям возводимых конструкций. Эти захватки в дальнейшем были сформированы в комплексы (фронты) работ по этажам здания по следующим правилам:

а) в каждый комплекс включали те работы, после выполнения которых на объекте могут выполняться работы последующего комплекса. Например, после возведения монолитных колонн (с технологически необходимой выдержкой до демонтажа опалубки) на первой захватке можно приступать к устройству монолитного перекрытия на этой же захватке и т. п.;

б) номенклатура фронта работ составлялась в соответствии с условиями возможной технологической совместимости и последовательности их выполнения.

Квалификационный состав бригады отвечал требованиям ЕНиР, где указываются специальность рабочих и их разряд для выполнения определенного вида работ. Далее через трудоемкость, сменность и состав исполнителей определялись продолжительности работ на захватках. Для опалубки разных фирм на одном объекте состав звена и их количество не менялись. Эти расчеты и были основой для построения вариантов календарных графиков возведения каркаса соответствующего объекта в среде программного комплекса Project Manager. В результате моделирования были получены продолжительности и трудоемкости по отобранным вариантам выполнения комплекса железобетонных работ (таблица 3).

Таблица 3. Матрица планирования и результаты вычислительного эксперимента

Вариант матрицы	Шифр объекта исследо-вания	Фирмы-производители опалубочных систем	Условия использования опалубки (покупка – К или аренда – А)	Продолжительность комплекса работ по бетонированию каркаса, суток	Общая трудоемкость работ, чел.-дни
1	1	Doka	К	356	1293,02
2		Doka	А		
3		Peri	К	300	880,42
4		Peri	А		
5		Ulma	К	350	1133,38
6		Ulma	А		
7	2	Doka	К	354	1771,7
8		Doka	А		
9		Peri	К	317	1482,9
10		Peri	А		
11		Ulma	К	334	1656,08
12		Ulma	А		
13	3	Doka	К	751	11318,41
14		Doka	А		
15		Peri	К	670	10840,44
16		Peri	А		
17		Ulma	К	753	11256,40
18		Ulma	А		
19	4	Doka	К	343	1207,36
20		Doka	А		
21		Peri	К	289	828,76
22		Peri	А		
23		Ulma	К	333	991,08
24		Ulma	А		
25	5	Doka	К	952	10243,97
26		Doka	А		
27		Peri	К	845	6227,46
28		Peri	А		
29		Ulma	К	885	6921,58
30		Ulma	А		

После определения продолжительности и трудоемкости по всем вариантам моделирования выполнялись расчеты стоимости возведения монолитного каркаса, где использовался программный комплекс АВК-5 и ДБН.Д. 1.1-2000 [36], в котором на основе действующей в Украине система ценообразования на строительно-ремонтные работы устанавливается сметная стоимость по единичным нормам. По этим нормам и текущим ценам на трудовые и материально-технические ресурсы определялись прямые затраты в себестоимости строительства. В составе локальных смет отдельные конструктивные элементы монолитного каркаса и виды работ были сгруппированы в разделы. Порядок расположения работ в локальных сметах и их группировка в разделы соответствуют технологической последовательности производства работ.

При условиях аренды опалубки в локальных сметах из результатов необходимо было полностью исключить все затраты ресурсов, касающиеся опалубочных систем. Ведь согласно ДБН.Д.1.1-2000 затраты ресурсов на аренду опалубки не входят в прямые затраты. Поэтому отдельным расчетом необходимо было подвести сумму аренды опалубки, но с учетом полученной по графикам продолжительности нахождения опалубки на строительстве, и внести ее непосредственно в подсистему Договорной цены АВК-5. Сумма аренды рассчитывалась на необходимый комплект опалубки, который применялся в предыдущих расчетах.

Все результаты, полученные по изложенной методике, приведены к удельным показателям и сведены в виде гистограмм на рисунке 2. Был проведен также однофакторный дисперсионный анализ в программном комплексе STATISTICA с дальнейшим выводом результатов в виде графиков на рисунке 3.

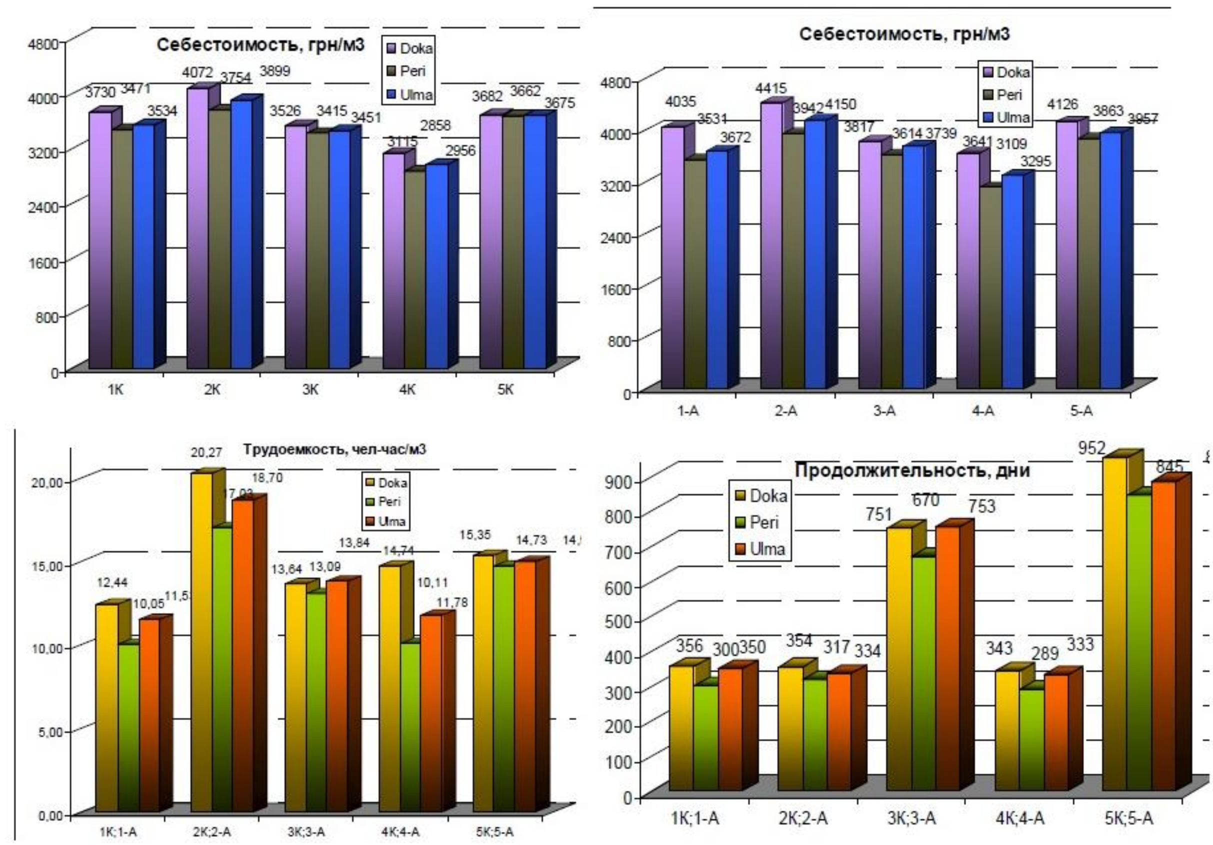


Рисунок 2. Результаты моделирования технико-экономических показателей рассмотренных вариантов технологии и организации возведения каркасов зданий 1–5 на условиях использования опалубки: К – покупка, А – аренда

Эти графические материалы подтверждают наше предположение о существенных отличиях как по смоделированным объектам, так и по системам опалубок и условиям их использования на стройплощадках. Так, во всех смоделированных вариантах технологии по всем рассмотренным показателям преобладает технология с использованием опалубочной системы фирмы Peri. Менее эффективно использование опалубочной системы Ulma, а худшие показатели демонстрирует самая распространенная и предусмотренная действующими в Украине и Российской Федерации нормативами опалубка фирмы Doka. Разница в удельной себестоимости составляет до

259 грн./ м^3 железобетона (7 %) при покупке необходимого комплекта опалубки и до 532 грн. /м^3 (13,5 %) при ее аренде.

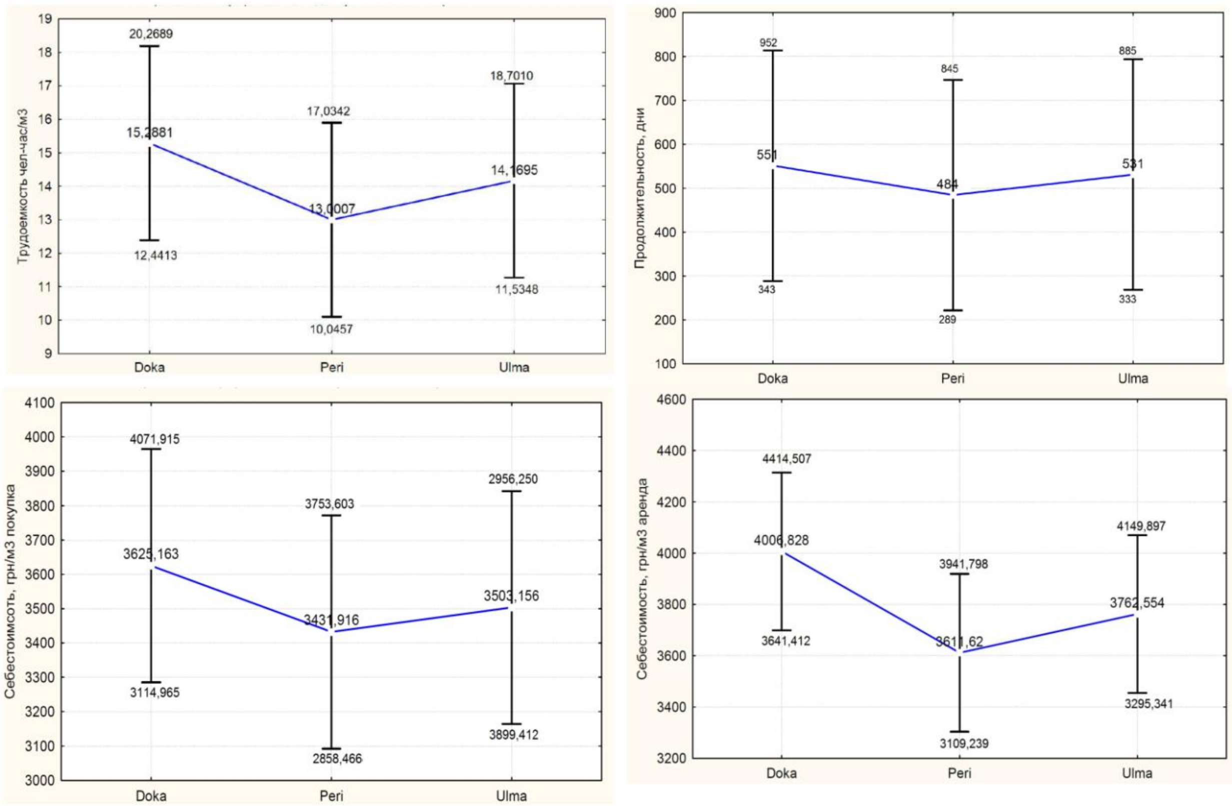
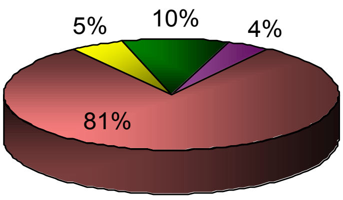
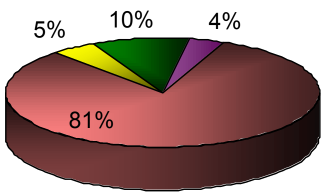
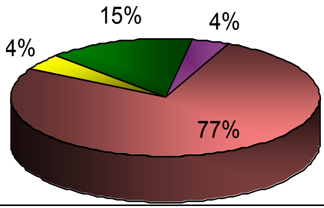
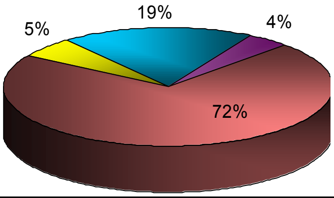
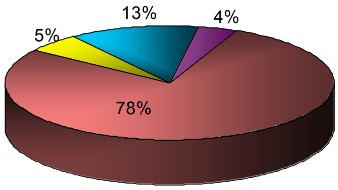
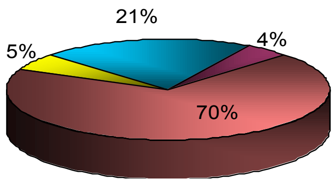


Рисунок 3. Результаты однофакторного дисперсионного анализа полученных технико-экономических показателей возведения каркасов монолитных гражданских зданий

Еще большие колебания наблюдаются в показателях удельной трудоемкости железобетонных работ: от 0,2 чел.-час./м^3 для третьего, самого высокого, объекта (всего 1,44 %) до 4,63 чел.-час./м^3 для четвертого (31,4 %). Продолжительность сооружения каркасов здания, естественно, пропорциональна его размерам и практически отражает колебания себестоимости. Между продолжительностью возведения каждого объекта-представителя и фирмой-производителем опалубки резерв составляет от 0,2 до 16,6 %.

Причины значительно большей себестоимости работ с использованием арендуемой опалубки по сравнению с приобретенной в собственность объясняют секторные диаграммы, пример которых для первого объекта-представителя приведен в таблице 4.

Таблица 4. Структура себестоимости по производителям опалубки и условиям ее использования на примере бетонирования каркаса первого здания

Объект	Doka	Peri	Ulma
Покупка			
Аренда			

Условные обозначения

Стоимость эксплуатации строительных машин и механизмов, тыс. грн

Стоимость опалубки, тыс. грн

Заработная плата, тыс. грн

Аренда опалубки, тыс. грн

Стоимость материальных ресурсов, тыс.грн.

Заключение

По результатам проведенного исследования можно сделать следующие выводы.

1. Как видно из приведенных секторных диаграмм, удельные затраты на опалубку больше, чем затраты на эксплуатацию машин и заработную плату, и достигают до 21 % общей себестоимости. Причем расходы на арендуемую опалубку в среднем в два раза больше, чем на купленную или взятую в лизинг.

2. Имея такие результаты, можно говорить о существенных резервах экономии трудозатрат и себестоимости в случае обоснованного принятия решений по использованию рациональных систем опалубки и условий их приобретения.

3. Приведенная методология моделирования технологических процессов и их конечных технико-экономических показателей может использоваться и на других объектах с ожидаемым снижением себестоимости работ не менее чем на 5–7 %, трудоемкости – 4–19 % и сокращением продолжительности возведения каркасов до 10–16 % при обоснованном выборе рационального комплекта опалубки из представленных на рынке.

Литература

1. Тамразян А.Г. Бетон и железобетон – взгляд в будущее // Вестник МГСУ. 2014. №4. С. 181–189.
2. Марковский М.Ф. Современные технологии возведения монолитных конструкций в опалубочных системах // Труды конференции (III Международного симпозиума): Минсктиппроект, 2011. С. 1–13.
3. Ali M.M., Greenwell D.P. Concrete change // Civil Engineering. 1998. Vol. 68. №2. Pp. 70–72.
4. Sekar A.L., Murugesan B., C.N.V.S. Rao Formwork – Future Approach in India // The Masterbuilder. May 2012. Pp. 36–43.
5. Yu Q.L., Spiesz P., Brouwers H.J.H. Design of Ultra-lightweight Concrete: towards Monolithic Concrete Structures // Вестник МГСУ. 2014. №4. С. 98–106.
6. Клюев С.В. Высокопрочный фибробетон для промышленного и гражданского строительства // Инженерно-строительный журнал. 2012. №8(34). С. 61–66.
7. Atcin P.C. Cements of yesterday and today – concrete of tomorrow // Cement and Concrete Research. 2000. Vol. 30. №9. Pp. 1349–1359.
8. Паращенко Н.А., Горшков А.С., Ватин Н.И. Частично-ребристые сборно-монолитные перекрытия с ячеистобетонными блоками // Инженерно-строительный журнал. 2011. №6(24). С. 50–55.
9. Awwadi Al., Ghaib M., Gorski J. Mechanical properties of concrete cast in fabric formworks // Cement and concrete research. 2001. Vol. 31. №10. Pp. 1459–1465.
10. Cui C., Sheikh S.A. Experimental study of normal and high–strength concrete confined with fiber–reinforced polymers // Journal of Composites for Construction. 2010. Vol. 14. No.5. Pp. 553–561.
11. Harryson P. Bond between fibre reinforced concrete and fibre reinforced polymers: experimental study // Materials and structures. 2011. Vol. 44. No.1. Pp. 377–389.
12. Никоноров С.В., Тарасова О.А. Технология раннего нагружения монолитных перекрытий при использовании балочно-стоечной опалубки // Инженерно-строительный журнал. 2010. №4(14). С. 17–20.
13. Абдуллаев Г.И. Влияние организационно-технологических факторов на эффективность управления строительством сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2011. №2(20). С. 52–54.
14. Prabhakar M.K.Formwork Industry: Intense Competition Ensures Industry's Excellent Form // The Masterbuilder. 2013. Pp. 25–31.
15. Галумян А.В. Методика выбора опалубки при скоростном строительстве жилых зданий из монолитного железобетона // Бетон и железобетон. 2009. №2. С. 6–9.

16. Robert H. Lab, Jr., P.E. Think Formwork - Reduce Costs // Structural magazine. 2007. April. C. 46–54.
17. Зиневич Л.В., Галумян А.В. Скоростное монолитное домостроение: условия достижения высоких темпов строительства и качества бетона получаемых конструкций // Бетон и железобетон. 2009. №5. С. 23–26.
18. Sameer S. Malvankar Dy Factors Affecting the Selection, Economics Involved in Formwork // The Masterbuilder. 2013. Vol. 15. No.7. Pp. 14–23
19. Воронова В. Какую опалубку выбираем? // Строительство. 2008. №5. С. 190–191.
20. Дьячкова О.Н. Системный подход к оценке эффективности жизненного цикла жилых многоэтажных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2008. №11. С.41–42.
21. Гусаков А.А., Веремеенко С.А., Гинзбург А.В., Монфред Ю.Б., Прыкин Б.В., Яровенко С.М. Организационно-технологическая надежность строительства. М.: SvR-Аргус, 1994. 472 с.
22. Гусакова Е.А. Системотехника организации жизненного цикла объекта строительства: Монография. М.: Фонд «Новое тысячелетие», 2004. 350 с.
23. Амбарцумян С.А., Мартиросян А.С., Галумян А.В. Нормы выполнения бетонных работ с помощью бадьи и бетононасоса в скоростном монолитном домостроении // Промышленное и гражданское строительство. 2010. №2. С. 29–31.
24. Афанасьев А.А. Возведение зданий и сооружений из монолитного железобетона. М.: Стройиздат, 1990. 580 с.
25. Titherington M.P The influence of steam curing on the chloride resistance of high-performance concrete. Dissertation. University of Toronto, 2000.
26. Balina C. M. Using labor productivity data to evaluate the application of lean principles to the concrete construction process. Dissertation. The Pennsylvania State University, 2004.
27. Заренков Д.В. Интенсификация технологических процессов монолитного домостроения: Термовакуумирование, распалубка конструкций. Дисс.… канд. техн. наук. Санкт-Петербург, 2003. 154 с.
28. ДБН Д.2.2-6-99. Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник 6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. Госстрой Украины. Киев, 2000. 69 с.
29. ГЭСН 81-02-06-2001 Сборник № 6 Бетонные и железобетонные конструкции монолитные Росстрой. Москва, 2008. 94 с.
30. ДСТУ Б Д.2.2 – 1:2008. Сборник 6. Сборка и разборка опалубки. Минрегионстрой Украины. Киев, 2008. 35 с.
31. Нормирование труда рабочих в строительстве. ВНИПИ труда в строительстве Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1985. 38 с.
32. Балова Е.Ф., Бекерман Р.С., Евтушенко Е.Е. Нормирование труда рабочих в строительстве: монография. Госстрой СССР, ВНИИП ин-т труда в стр-ве. М.: Стройиздат, 1985. 440 с.
33. Руководство по проектированию высокопроизводительных процессов строительного производства. Вып. 1. Основные положения. М.: Стройиздат, 1978. 28 с.
34. Руководство по техническому нормированию труда рабочих в строительстве. М.: Стройиздат, 1977. 34 с.
35. Нормативы на подготовительно-заключительную работу и отдых для применения при проектировании норм труда в строительстве. ВНИПИ труда в строительстве. М.: Прейскурант, 1988. 19 с.
36. ДБН.Д. 1.1-2000. Государственные строительные нормы. Правила определения стоимости строительства Госстрой Украины. Киев, 2000. 136 с.

Ольга Анатольевна Капшук, г. Днепропетровск. Украина.
Тел. раб.: +38(097)3662064; эл. почта: boal23@rambler.ru

Василий Тимофеевич Шалённый, г. Симферополь, Республика Крым, Россия
Тел. раб.: +7(978)8965729; эл. почта: v_shalennyj@mail.ru

Требования к материалам, представляемым к публикации

Материалы принимаются только через систему электронной редакции журналов СПбГПУ. Авторам необходимо зарегистрироваться в системе (http://journals.spbstu.ru/) и подать статью через нее, предварительно ознакомившись с нижеприведенными требованиями и условиями опубликования. Публикация в журнале бесплатна для авторов.

Этические нормы и авторские права

Подавая статью в журнал, автор соглашается на условия лицензионного договора, в частности, на то, что все статьи без исключения публикуются в открытом доступе на сайте журнала и в Научной электронной библиотеке России. Также автор подтверждает, что статья является оригинальной, ранее не опубликованной, содержит только проверенные и точные данные; любые данные, полученные не автором, имеют соответствующие ссылки на источник.

Тематика статей

В «Инженерно-строительном журнале» публикуются оригинальные, ранее не опубликованные статьи, содержащие полученные авторами новые научные результаты, по тематике «Строительство». Статьи принимаются в тот или иной номер в соответствии с тематикой на текущее полугодие.

№	Дата выхода	Срок подачи материалов	Тема номера
8(52)	19.12.2014	10.11.2014	Ограждающие конструкции. Энергоэффективность зданий
1(53)	13.02.2015	26.12.2015	Строительные конструкции. Строительная механика
2(54)	27.03.2015	16.02.2015	Технология и организация строительства. Строительные материалы и изделия
3(55)	30.04.2015	16.03.2015	Гидротехническое строительство. Основания и фундаменты

Структура и содержание статей

Обязательны следующие элементы статьи: введение, включающее обзор иностранной и отечественной литературы и постановку задачи; основная часть (описание исследования); заключение, включающее нумерованные выводы; список литературы; источник финансирования (если есть).

Технические требования к статьям

Статьи подаются в формате docx (MS Word 2007–2013). Файл статьи, подаваемый через электронную редакцию, должен содержать только сам текст, без названия, списка литературы, фамилий и данных авторов. Все эти поля заполняются отдельно при подаче через электронную редакцию.

Рекомендуемый объем статей: от 15000 до 30000 знаков с пробелами. Таблицы выполняются средствами Word (не рисунками) и располагаются внутри текста статьи. Иллюстрации должны быть представлены в отдельных графических файлах (один рисунок – один файл). Допустимые форматы: JPEG, TIFF, BMP. В текстовый файл иллюстрации можно вставить для обозначения рекомендуемого места их использования.

Список литературы на русском языке должен быть оформлен в соответствии с ГОСТ 7.0.5-2008. Цитируемая литература приводится общим списком в конце статьи в порядке упоминания. Порядковый номер в тексте заключается в квадратные скобки. Текст статьи должен содержать ссылки на все источники из списка литературы. Также к статье прилагается список литературы на латинице, оформленный в соответствии с инструкцией по транслитерации списка литературы, размещенной на сайте издания.

Аннотация к статье

В журнал подается расширенная аннотация на двух языках: русском и английском. Особое внимание следует уделить аннотации на английском языке (если статья на русском). Аннотация должна повторять структуру статьи: актуальность, цель, методика, результаты, выводы. Аннотация должна содержать от 100 до 250 слов.

Подробные требования к статьям см. на сайте журнала:
http://www.engstroy.spb.ru/autors.html

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования
Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Инженерно-строительный институт
Курсы повышения квалификации и профессиональной переподготовки
195251, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29,
тел/факс: 552-94-60, www.stroikursi.spbstu.ru,
stroikursi@mail.ru

Приглашает специалистов проектных и строительных организаций,
не имеющих базового профильного высшего образования
на курсы профессиональной переподготовки (от 500 часов)
по направлению «Строительство» по программам:

П-01 «Промышленное и гражданское строительство»

Программа включает учебные разделы:

- ***Основы строительного дела***
- ***Инженерное оборудование зданий и сооружений***
- ***Технология и контроль качества строительства***
- ***Основы проектирования зданий и сооружений***
- ***Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD***
- ***Автоматизация сметного дела в строительстве***
- ***Управление строительной организацией***
- ***Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика***

П-02 «Экономика и управление в строительстве»

Программа включает учебные разделы:

- ***Основы строительного дела***
- ***Инженерное оборудование зданий и сооружений***
- ***Технология и контроль качества строительства***
- ***Управление инвестиционно-строительными проектами. Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика***
- ***Управление строительной организацией***
- ***Экономика и ценообразование в строительстве***
- ***Управление строительной организацией***
- ***Организация, управление и планирование в строительстве***
- ***Автоматизация сметного дела в строительстве***

П-03 «Инженерные системы зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- ***Основы механики жидкости и газа***
- ***Инженерное оборудование зданий и сооружений***
- ***Проектирование, монтаж и эксплуатация систем вентиляции и кондиционирования***
- ***Проектирование, монтаж и эксплуатация систем отопления и теплоснабжения***
- ***Проектирование, монтаж и эксплуатация систем водоснабжения и водоотведения***
- ***Автоматизация проектных работ с использованием AutoCAD***
- ***Электроснабжение и электрооборудование объектов***

П-04 «Проектирование и конструирование зданий и сооружений»

Программа включает учебные разделы:

- ***Основы сопротивления материалов и механики стержневых систем***
- ***Проектирование и расчет оснований и фундаментов зданий и сооружений***
- ***Проектирование и расчет железобетонных конструкций***
- ***Проектирование и расчет металлических конструкций***
- ***Проектирование зданий и сооружений с использованием AutoCAD***
- ***Расчет строительных конструкций с использованием SCAD Office***

П-05 «Контроль качества строительства»

Программа включает учебные разделы:

- ***Основы строительного дела***
- ***Инженерное оборудование зданий и сооружений***
- ***Технология и контроль качества строительства***
- ***Проектирование и расчет железобетонных конструкций***
- ***Проектирование и расчет металлических конструкций***
- ***Обследование строительных конструкций зданий и сооружений***
- ***Выполнение функций технического заказчика и генерального подрядчика***

По окончании курса слушателю выдается диплом о профессиональной переподготовке установленного образца, дающий право на ведение профессиональной деятельности