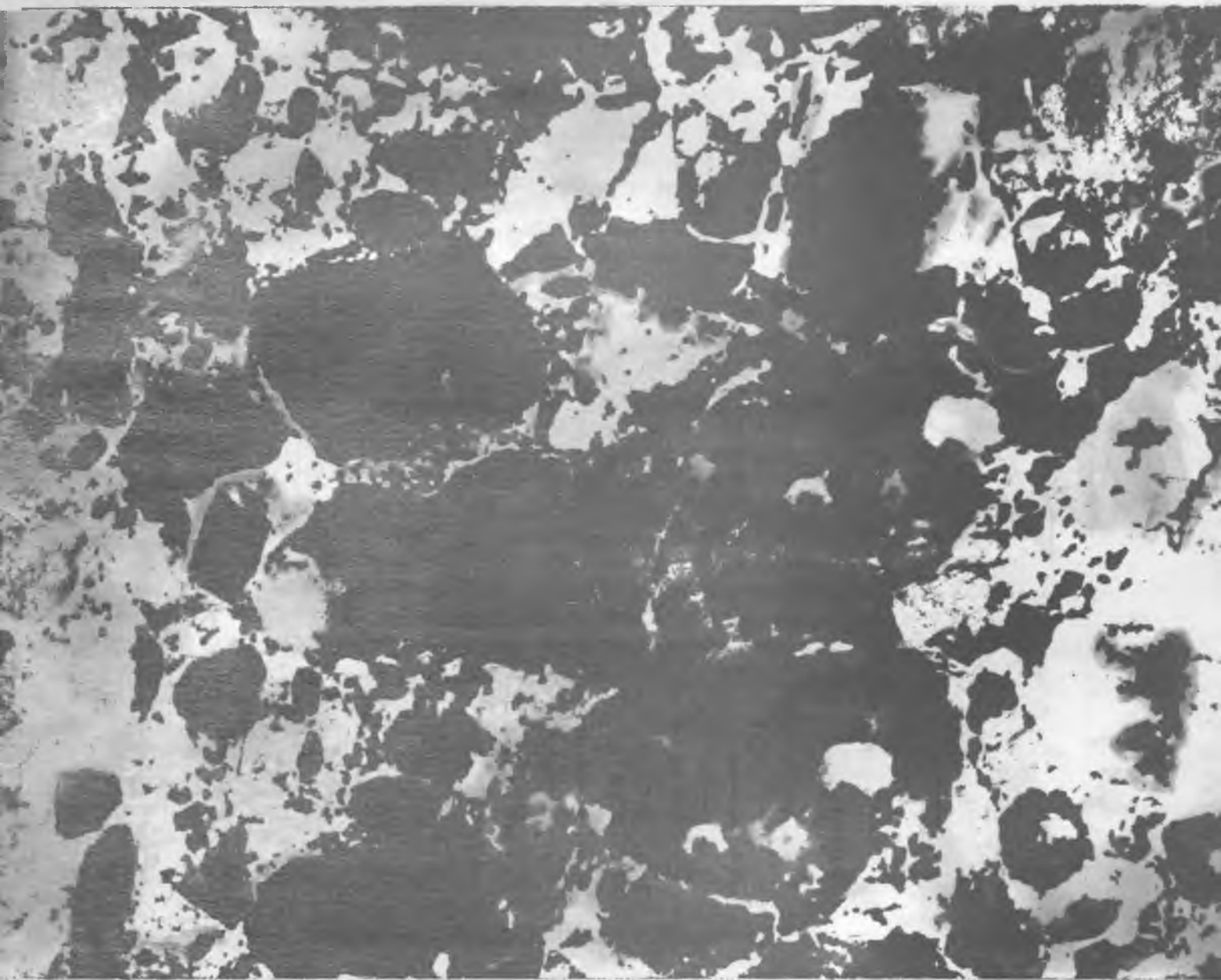


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3

1998



**Издан
впервые!**

**В ЦЕНТРЕ ПРОЕКТНОЙ ПРОДУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ
(ГУП ЦПП)**

ВЫШЕЛ ИЗ ПЕЧАТИ

**П Е Р Е Ч Е Н Ь
ДЕЙСТВУЮЩИХ НОРМАТИВНЫХ И РЕКОМЕНДАТЕЛЬНЫХ
ДОКУМЕНТОВ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ**

(по состоянию на 01.01.98 г.)

В составе настоящего Перечня впервые объединена информация о законодательно-правовых актах, нормативных и рекомендательных документах, необходимых для работников строительного комплекса, осуществляющих проектирование и строительство новых, реконструкцию, техническое перевооружение и перепрофилирование существующих объектов, изготовление строительных конструкций и изделий, а также надзор и контроль за качеством проектирования и строительства.

***В Перечень включено более 5 тысяч документов.
Объем Перечня — 452 страницы. Формат издания А4.***

Перечень состоит из следующих разделов:

- раздел 1** — законодательно-правовые акты Российской Федерации, регулирующие строительную деятельность
- раздел 2** — документы министерств и ведомств Российской Федерации, регулирующие строительную деятельность
- раздел 3** — нормативные и рекомендательные документы по вопросам проектирования, производства строительных материалов и конструкций и организации строительства
- раздел 4** — сметы. Ценообразование. Экономика
- раздел 5** — материальные и трудовые ресурсы
- раздел 6** — государственные стандарты
- раздел 7** — указатель нормативных документов

Цена 1 экз. Перечня: для подписчиков — 400 руб. (400 тыс. руб.); для разовых заказчиков — 450 руб. (450 тыс. руб.).

Информацию об изменении Фонда действующих в отрасли документов планируется помещать в ежеквартальных выпусках изменений к настоящему Перечню.

Нормативные и рекомендательные документы, включенные в Перечень и изменения к нему, распространяются ГУП ЦПП по подписке и разовым заказам.

Перечень и ежеквартальные изменения к нему распространяются ГУП ЦПП по разовым заказам.

**Заказы на приобретение Перечня, изменений к нему,
а также на нормативные и рекомендательные документы
направляют в ГУП ЦПП по адресу:**

127238, Москва, Дмитровское ш., 46, корп. 2

Телефоны для справок: 482-4227, 482-4294, 482-4297

факс 482-4265

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон, АК "Полимоуд"

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

Ожгибесов Ю.П. Стеновые панели для второго этапа новых теплотехнических норм 2

Бетоны

Сизов В.П. О влиянии заполнителей на расход цемента и прочность бетона 5

Строительное производство

Кокоев М.Н. Монолитный железобетон в несъемной опалубке из армированного бетона 7

Амбарцумян С.А., Гурецкий Ю.Б., Шапиро А.Л., Сапожников М.А., Гендин В.Я. К вопросу автоматизации электротермообработки бетона монолитных конструкций 9

В помощь проектировщику

Райзер В.Д., Мкртычев О.В. Сравнительный анализ надежности железобетонных конструкций, проектируемых по отечественным и европейским нормам 10

Харламов С.Л., Зайцев Ю.В., Гузев Е.А., Пирадов К.А. Расчет несущей способности двухслойных изгибаемых железобетонных элементов с нижним слоем из легкого бетона 13

Теория

Холмянский М.М. О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов 15

Уткин В.С., Уткин Л.В. Определение надежности железобетонного элемента при центральном сжатии возможным методом 18

Вопросы экономики

Перламуров Л.Б. Проблемы инвестиций в строительной индустрии 19

В порядке обсуждения

Коршунов Д.А. Об актуальных вопросах теории железобетона 21

Розенталь Н.К., Чехний Г.В., Нерубенко С.Л., Гвоздев В.А. О достоверности результатов испытаний бетона на морозостойкость 24

Помазкин В.А., Макаева А.А. Об использовании магнитоактивированной воды для затворения бетонных смесей 26

Информация

Носарев В.М., Рожненко М.Д. Плодотворное сотрудничество 29

Библиография

Полезный справочник 31



Москва

Издательство
литературы
по строительству

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080

© Стройиздат, журнал "Бетон и железобетон", 1998

Стеновые панели для второго этапа новых теплотехнических норм

Разработка и внедрение в практику строительства ограждающих конструкций зданий различного назначения, отвечающих повышенным требованиям второго этапа новых теплотехнических норм СНиП II-3-79* “Строительная теплотехника”, является актуальной задачей. Ее решение (при наименьших затратах, с максимальным использованием имеющейся производственной базы и металлооснастки) создает условия для расширения строительства жилых, общественных, производственных и вспомогательных зданий в различных регионах России.

В настоящее время на предприятиях строительной индустрии выпускаются наружные стеновые панели в соответствии с требованиями первого этапа энергосбережения, предусмотренного указанным СНиПом. Большинство из них составляют трехслойные керамзитобетонные панели с термовкладышами из пенополистирольных плит. Однако такие панели, а также другие изделия, разработанные для первого уровня теплозащиты зданий, не удовлетворяют требованиям второго этапа СНиП II-3-79*, вводимого с 1 января 2000 г. и обязательного к применению всеми строительными организациями Российской Федерации [1].

Этим требованиям отвечают трехслойные панели с эффективным пенополистирольным утеплителем, не имеющие сплошных бетонных ребер по периметру и в средней части панели. В качестве соединительных элементов наружного и внутреннего несущих бетонных слоев изделий могут применяться точечные связи: гибкие связи или дискретно расположенные бетонные армированные шпонки, исключаяющие “мостики холода” и удовлетворяющие требованиям ГОСТ 11024-84** “Панели стеновые бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий”. Возможно также применение других аналогичных технических решений панелей [2, 6, 7, 8].

Научно-исследовательский центр “Здания” ОАО ЦНИИС при участии НИИМосстроя и КБ им. А.А.Якушева разработал новую конструкцию трехслойных наружных стеновых панелей, удовлетворяющих требованиям второго этапа СНиП II-3-79* “Строительная теплотехника”. Панели можно изготавливать на предприятиях строительной индустрии с использованием имеющейся металлооснастки и применять при строительстве крупнопанельных и крупноблочных жилых, общественных и производственных зданий в различных регионах страны, в том числе в районах с суровыми природно-климатическими и сложными геологическими условиями.

Наружный и внутренний несущие бетонные слои таких панелей выполнены из обычного тяжелого или легкого конструкционного бетона, армированного сетками или каркасами. В качестве соединительных связей бетонных слоев применены отдельные бетонные шпонки, армированные плоскими каркасами, которые расположены дискретно (прерывисто) по простиранию панели [3, 4]. Размеры и количество шпонок определяются теплотехническим и прочностным расчетами. Средний слой панели изготовлен из пенополистирольных плит, толщина которых устанавливается теплотехническим расчетом исходя из фактических условий применения конструкций в зданиях.

Новизна технических решений этих панелей защищена разработанными ЦНИИС патентом и авторскими свидетельствами Российской Федерации. Панели прошли весь комплекс теплотехнических, статических и технологических исследований. Изучена их сохранность при транспортных перевозках на значительные расстояния, они прошли производственную апробацию и внедрены на предприятиях строительной индустрии.

Первоначально, в соответствии с результатами теплотехнических рас-

четов и технологических рекомендаций для предприятий строительной индустрии, на экспериментальном заводе ЦНИИСа была изготовлена опытная партия простеночных фрагментов трехслойных стеновых панелей из тяжелого бетона и конструкционного керамзитобетона. При толщине изделий 350 и 400 мм размеры фрагментов составляли 800x800мм (при установке одной шпонки) и 1600x800 мм — для двух соединительных элементов-шпонок. Толщина среднего слоя утеплителя из пенополистирола или полистиролбетона принималась равной 100 и 200 мм.

Теплотехнические качества трехслойных панелей с разработанными вариантами соединительных элементов (шпонок) предварительно оценивали в ЦНИИСе по ГОСТ 26254-84 на фрагментах панелей с использованием климатической камеры НИИМосстроя. Затем они уточнялись при проведении натурных испытаний крупно-размерных стеновых панелей в Чите (цех КПД), Котласе (бытовое помещение), Джезказгане (квартира в 5-этажном жилом доме) и на других объектах. Установлено, что предложенные варианты дискретных связей в виде бетонных армированных шпонок обладают высокими теплозащитными характеристиками, а трехслойные панели с их применением по свойствам идентичны конструкциям с гибкими связями.

НИЦ “Здания” ОАО ЦНИИС разработаны и прошли производственную апробацию варианты бетонных армированных шпонок переменного сечения (патент № 1392225), а также шпонок прямоугольного сечения, армированных плоским каркасом (а.с.1639108), с регулируемой теплопроводностью. Последние обеспечивают наилучшее распределение температур на внутренней поверхности панели в зоне теплопроводных включений, что повышает качество стыковых соединений ограждающих конструк-

ций зданий, в том числе в регионах строительства с суровыми природно-климатическими условиями [3, 4].

Несущую способность и деформативность дискретных связей (шпонок) исследовали на фрагментах изделий, а также в трехслойных панелях, изготовленных и перевезенных с Котласского завода КГД, на специально разработанной силовой установке при вертикальном расположении конструкций. Эти исследования подтвердили высокую несущую способность, а также позволили уточнить возможные конструктивные решения панелей и шпонок (их армирование, характеристики несущих бетонных слоев и особенности поведения опорных частей изделий).

Изучение сохранности конструкций при их транспортировании, в том числе при перевозке по железной дороге на значительные расстояния, доставке изделий на панелевозах (300 км и более), а также многократные погрузо-разгрузочные операции подтвердили надежность применяемых конструктивных решений.

Разработанные трехслойные панели со слоями из обычного тяжелого бетона, а также из конструкционного керамзитобетона прошли промышленную апробацию и внедрение при различных технологических схемах производства: конвейерной, поточно-агрегатной и стендовой; при формировании изделий “лицом вниз” и “лицом вверх”; с применением сборных и монолитных шпонок, а также при использовании различных схем распалубки готовых изделий, вариантов армирования и схем укладки плитного утеплителя. Эти работы применительно для конструкций наружных стен многоэтажных крупнопанельных жилых домов проведены на предприятиях строительной индустрии Российской Федерации в городах Котласе, Чите, Омске, Перми, Конаково, Архангельске, Невинномысске и в других, а также в республике Беларусь (Гомель) и в Казахстане (Джезказган).

Основные технические решения соединительных элементов в виде разработанных ЦНИИСом шпонок (а.с. 1639108) применены также МНИИ-ТЭПом при конструировании “теплых панелей” наружных стен многоэтажных жилых домов с использованием имеющейся бортооснастки для предприятий АО ДСК-1, АО ДСК-3,

ПСМО ДСК-4 и АО МПСМ г.Москвы. Институт “Оргстройпроект” АО СПК “Мосэнергострой” при участии НИЦ “Здания” ОАО ЦНИИС и КБ им. А.А.Якушева применил указанные выше конструктивные решения при разработке трехслойных панелей для 5–9 и 14-этажных крупнопанельных жилых домов серии “МЭС”-(84) по требованиям второго этапа СНиП II-3-79* для их изготовления на предприятиях КГД и применения при строительстве жилых домов в Москве и в Центральном регионе, на что АО СПК “Мосэнергострой” получен сертификат соответствия Госстандарта России. ОАО “СтройПанельКомплект” (г.Пермь) совместно с НИЦ “Здания” ОАО ЦНИИС и ОАО “Пермгражданпроект” впервые на Западном Урале проведены опытно-промышленные работы, создана проектная документация и освоено производство в имеющейся металлооснастке трехслойных панелей из тяжелого бетона с дискретными связями для 16-этажных крупнопанельных жилых домов в соответствии с требованиями второго этапа нового СНиПа.

Анализ результатов проведенных исследований, проектирования и производственной апробации разработанных трехслойных панелей из тяжелого или легкого бетона с применением дискретных связей в виде шпонок подтверждает возможность получения ограждающих конструкций с $R_{0\text{пр}}^{\text{TP}} = 3,6 - 3,8 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$ и более в имеющейся на предприятиях металлической оснастке. При толщине панелей 400 мм их можно применять при строительстве жилых домов в Северном регионе Европейской части России, на Урале, а также в районах Сибири и Дальнего Востока, которые имеют аналогичные природно-климатические условия.

При толщине изделий 350 мм и $R_{0\text{пр}}^{\text{TP}} = 2,6 - 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$ разработанные стеновые панели в соответствии с требованиями второго этапа СНиП II-3-79* могут быть применены для ограждающих конструкций многоэтажных крупнопанельных жилых домов в Центральном и Южных регионах Европейской части Российской Федерации [5].

Применение разработанных панелей позволяет:

обеспечить требования второго этапа СНиП II-3-79* “Строительная теплотехника” и повысить в 1,7–2 раза

теплозащитные качества наружных стеновых ограждающих конструкций первого этапа энергосбережения;

использовать при изготовлении панелей имеющийся парк металлоформ;

организовать производство трехслойных панелей на имеющихся технологических линиях и на действующем оборудовании;

использовать при изготовлении панелей только обычный тяжелый бетон или конструкционный керамзитобетон взамен конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона, а также любые другие виды бетонов (при соответствующем обосновании);

снизить общий расход бетона на 30–40% в сравнении с однослойными панелями;

не увеличивать расход арматурной стали;

для арматурных каркасов сборных шпонок, а также при армировании бетонных слоев изделий применять обычную арматурную сталь классов А-II, А-III, Вр-1, а также А-I;

исключить применение (как при “гибких связях”) дефицитных и дорогостоящих легированных сталей или тщательную металлизацию соединительных элементов каркасов панелей, которая является трудоемкой и дорогостоящей операцией;

уменьшить общее количество соединительных элементов бетонных слоев и снизить трудозатраты на их устройство;

обеспечить технологичность изготовления панелей, в том числе исключить “всплытие утеплителя”;

добиться требуемой прочности и жесткости конструкций панелей при распалубке, монтаже и транспортировании их на значительные расстояния, а также при эксплуатации зданий, так как исключается возможность смещения бетонных слоев панелей (как при “гибких связях”);

обеспечить надежность эксплуатации стеновых конструкций зданий в условиях знакопеременных температур и влажности утеплителя внутри панелей за счет гарантированного обеспечения в шпонках толщины защитного слоя бетона до арматуры в соответствии с требованиями ГОСТ 11024-84**.

Проведенные комплексные теплотехнические, статические и технологические исследования, а также име-

ющийся производственный опыт подтвердили, что предлагаемые конструктивные и технологические решения изготовления трехслойных наружных стеновых панелей с дискретными связями позволяют организовать на предприятиях строительной индустрии выпуск эффективных конструкций для наружных стен зданий в соответствии с повышенными требованиями второго этапа энергосбережения, предусмотренного СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника", с использованием имеющейся металлооснастки. При этом регионы применения таких конструкций следует определять исходя из нормируемых теплотехнических характеристик панелей в зависимости от общей толщины изделий, величины слоя эффективной теплоизоляции, наличия теплопроводных включений и условий применения ограждающих конструкций.

Разработанные технические решения дискретных связей в виде железобетонных армированных шпонок могут быть также применены при строительстве зданий со стенами из монолитного железобетона или из различных мелкоштучных материалов.

НИЦ "Здания" ОАО ЦНИИС выполняет работы по переводу предприятий строительной индустрии на вы-

пуск наружных стеновых панелей в соответствии с требованиями второго этапа новых теплотехнических норм.

В состав проводимых работ (по выбору заказчика) могут входить:

оценка производственных условий предприятий-изготовителей для максимального учета местных условий; выбор возможных основных технических решений стеновых панелей;

проведение теплотехнических расчетов;

разработка конструкций панелей для всей номенклатуры выпускаемых предприятием изделий;

выпуск опытной партии изделий-представителей с отработкой наиболее рациональных технологических вариантов изготовления конструкций;

изготовление альбомов рабочих чертежей панелей в соответствии с требованиями второго этапа СНиП II-3-79*;

подготовка технических условий на панели, разработка технологии и регламента их изготовления;

подготовка заключений и других материалов для сертификации панелей; дальнейшее научно-техническое сопровождение при отработке технологии серийного изготовления конструкций.

Вся работа подразделяется на этапы, содержание и сроки выполнения которых определяются заказчиком.

Контактные телефоны:
(095) 186-03-75, 180-60-60
Факс (095) 180-41-95.

Библиографический список

1. СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника"/Минстрой России, 1995.
2. Совершенствование теплозащитных качеств стен из трехслойных железобетонных панелей//Обзор.М., ВНИИС, 1985, С.28-57
3. Патент РФ № 1392225 "Трехслойная железобетонная панель".
4. Авторское свидетельство № 1639108 "Трехслойная панель".
5. Ожигбесов Ю.П., Хабибулин К.И., Калядин Ю.А. Предложения по улучшению теплозащитных характеристик стеновых конструкций.//Бетон и железобетон. — 1996. — № 1. — С.21-23.
6. Никитин Е.Е., Сиора В.А., Ипатьев И.А. Теплые панели наружных стен в существующей бортооснастке.//Промышленное и гражданское строительство. — 1997. — № 4. — С.41-42.
7. Волынский Б.Н., Лось А.А., Семченков А.С. Рациональные решения стен крупнопанельных зданий в соответствии с новыми требованиями теплозащиты.//Бетон и железобетон. — 1996. — № 4. — С.5.
8. Ресин В.И., Стрельбицкий В.П., Сахаров Г.П. Энерго- и материально эффективные ограждающие конструкции зданий.//Бетон и железобетон. — 1997. — № 6. — С.3.

ООО ИТЦ "КОНТРОС"

предлагает
АРМ БЕТОН

**Автоматизированное рабочее место сотрудника заводской лаборатории заводов
сборного и товарного бетона**

Система АРМ БЕТОН выполняет следующие функции:

- ✓ подбор состава тяжелого и легкого бетонов с выдачей протокола расчета с методикой, формулами и промежуточными результатами;
- ✓ расчет оптимальной коррекции состава, минимизирующей вариацию прочности бетона;
- ✓ расчет норм расхода цемента для тяжелого и легкого бетонов для сборных изделий и монолитных конструкций;
- ✓ обработку результатов контроля качества: бетона, заполнителей, цемента;
- ✓ расчет и выдачу статистических карт контроля прочности бетона с выдачей графиков и результатов статанализа;
- ✓ ведение лабораторной документации по расчету норм, по расчету составов бетона, по контролю качества заполнителей, цемента, бетона;
- ✓ выдачу документов о качестве на материалы, бетон и изделия.

Система АРМ БЕТОН реализована на персональном IBM совместимом компьютере.

Как показывает опыт внедрения **АРМ БЕТОН** и обучения персонала лабораторий на заводах ЖБИ Москвы, Екатеринбурга, Брянска, Липецка, Новгорода, Вереи, Шарьпова, Ростова, Назарова, Ленинграда, Гатчины, Великих Лук (всего более чем на 60 предприятиях), освоение системы неподготовленными пользователями составляет 3-5 часов. Навыков программирования для работы с **системой АРМ БЕТОН** не требуется.

С сентября 1998 г. поставляется новая версия **системы АРМ БЕТОН** — "ФАЙНЛАБ" под Windows-95.

Контактные телефоны: (095) 539-36-03; 176-72-06
факс 972-43-67

О влиянии заполнителей на расход цемента и прочность бетона

В технической литературе приводятся весьма противоречивые данные о влиянии содержания песка на расход цемента в бетоне. Учитывая это, при подборе состава последнего назначению расхода песка на 1 м³ бетона уделяется большое внимание. Как известно, излишнее количество песка, по сравнению с оптимальным, вызывает повышенный расход цемента, а заниженное содержание его приводит к расслоению и водоотделению бетонной смеси.

Для изучения влияния расхода песка и крупности заполнителей на расход цемента были проведены обширные экспериментальные исследования на песках, щебне и гравии различной крупности. Результаты работ приводятся в табл. 1–6.

Из табл. 1 следует, что с повышением доли песка в смеси заполнителей (*r*) на 1% расход цемента для получения одинаковой ОК возрастает на

$$2 \text{ кг} \left(\frac{305 - 252}{54,2 - 28,2} = \frac{53}{26} \approx 2 \right),$$

$$\text{а в бетонах с одинаковой прочностью — на } 3 \text{ кг} \left(\frac{330 - 252}{54,2 - 28,2} = \frac{78}{26} = 3 \right).$$

Перерасход цемента при увеличении *r* (от *r* основного состава бетона) на 2, 4, 6, 9 и 26% соответственно составляет 7, 12, 20, 30 и 78 кг на 1 м³ бетона. Запесоченные (и особенно избыточно запесоченные) смеси требуют большого перерасхода цемента. Бетон на таких смесях содержит избыточное количество раствора, что приводит в дорожных и аэродромных покрытиях к появлению на поверхности плит волосяных трещин. Бетон с недостаточным количеством песка подвержен расслоению, что затрудняет его укладку в конструкцию.

Учитывая сказанное, при подборе состава бетона необходимо устанавливать в нем оптимальный расход песка. Отклонение доли песка в смеси заполнителей может быть допущено в

сторону увеличения на 1–3%. В этом случае расход цемента хотя и увеличится, но незначительно — на 3–6 кг на 1 м³ бетона.

Данные табл. 2 и 3 практически коррелируются с данными табл. 1, по-

этому на их анализе не останавливаемся.

Влияние содержания песка на расход цемента изучали также и в бетонах на мелких песках и щебне (табл. 4, 5). Из табл. 4 видно, что с увеличе-

Таблица 1

М ^п _р Крупность гравия	В/Ц ОК	r, %	Расход		Средняя прочность	Примечания
			цемента*	воды		
		24	244/—	151	21,5	Смесь расслаивалась Состав, близкий к основному
		26,15	248/—	154	21,8	
3 5–80	0,62 7	28,20	252/252	156	22,0	Основной состав Состав, близкий к основному
		30,20	255/259	158	21,7	
		32,20	258/264	160	21,5	Запесоченные составы
		34,2	264/272	164	21,2	
		37,2	270/282	167	20,8	
		54,2	305/330	188	20,5	

Примечания: * За чертой приведен расход цемента для получения одинаковой прочности бетона;

в табл. 1 и в последующих таблицах состав с наибольшей прочностью принят за основной; в табл. 1–6 расходы цемента приведены в кг, воды — в л, средняя прочность бетона — в МПа, осадка конуса — в см, крупность гравия и щебня — в мм.

Таблица 2

М ^п _р Крупность гравия	В/Ц ОК	r, %	Расход		Средняя прочность бетона
			цемента	воды	
3	0,665	23,7	244	163	26,0
		27,8	252	167	27,0 (основной состав)
5–60	7	33,4	259	172	26,8
		36,6	265	176	26,4

Таблица 3

М ^п _р Крупность гравия	В/Ц ОК	r, %	Расход		Средняя прочность бетона	Примечания
			цемента	воды		
		24,2	247	157	21,0	Песка недостаточно Состав близок к основному
		26,5	252	160	23,0	
3 5–80	0,635 7	28,8	260	165	22,8	Основной состав Состав близок к основному
		30,6	264	167	22,2	
		32,6	266	169	21,5	Запесоченные составы
		34,4	269	171	21,8	
		36,1	274	174	21,5	
		37,4	278	176	21,4	

Таблица 4

М ^п _{кр} Крупность щебня	В/Ц ОК	r, %	Расход		Средняя прочность	Примечания
			цемента	воды		
		26	352	176	38,0	Песка недостаточно Состав, близкий к основному
		28	358	179	—	
0,9 5-40	0,5 4	30	365	182	37,8	Основной состав Состав, близкий к основному
		32,5	373	187	—	
		35	380	190	37,2	Запесоченные составы
			385			
		40	400	200	37,0	
			408			

Таблица 5

М ^п _{кр} Крупность щебня	В/Ц	ОК	Ж, с	r, %	Расход		Средняя прочность	Примечания
					цемента	воды		
0,9 5-40	0,5	5,5	9	26	366	183	38	Основной состав
		4	9	30	365	182	37,8	
		3,5	9	32,5	370	185	—	
		3	9	35	375	187	37,1	
		2,0		40	383	192	36,8	

Таблица 6

Наибольшая крупность заполнителей, мм	Расход цемента на 1 м ³ бетона, кг	Экономия цемента, кг/%	Перерасход цемента, кг/%
80	310	65/17	0/0
60	326	49/13	0/0
40	348	27/7,25	0/0
20	375	0,0	0 (эталон)
10	405	0,0	30/8
5 (песок)	465	0/0	90/24

10% составляет соответственно 8, 20 и 44 кг на 1 м³ бетона.

Из приведенных данных следует, что в случае применения мелкого песка при увеличении его доли на 1% расход цемента растет больше, чем в бетоне на крупном песке. Поэтому в бетонах на мелких песках при контроле за пластичностью бетонной смеси по ОК увеличение доли песка в смеси заполнителей может быть допущено на 1–2%. Как следует из табл. 5, при контроле за свойствами бетонной смеси по удобоукладываемости перерасход цемента при увеличении доли песка на 2,5; 5 и 10% снижается и составляет соответственно 5, 10 и 18 кг на 1 м³ бетона.

Оптимальный расход песка устанавливается просто. Вначале подбира-

нием доли песка на 1% от основного состава расход цемента увеличивается

на 4,3% ($\frac{408 - 365}{40 - 30} = \frac{43}{10} = 4,3$), а

перерасход цемента при увеличении r (от r основного состава) на 2,5; 5 и

ют основной состав и определяют удобоукладываемость. Затем затворяют два других состава с изменением содержания песка на ±50 кг и также определяют удобоукладываемость. Для производства принимается состав с наилучшей удобоукладываемостью. Если показатели удобоукладываемости окажутся близкими между собой, то принимается состав с меньшим расходом песка (для сборного бетона) и с большим — для товарного бетона. В работах [1, 2] данные для назначения r, K и α приведены при оптимальном содержании песка в бетоне, поэтому дополнительные составы можно не затворять.

Крупность щебня также влияет на расход цемента. Однако в настоящее время на заводах ЖБК и стройках даже при бетонировании массивных конструкций применяется щебень только одной мелкой фракции крупностью 5–20 мм, что приводит к перерасходу цемента. Результаты изучения влияния крупности щебня на расход и перерасход цемента (при обеспечении одинаковой прочности) приведены в табл. 6. При сопоставлении расходов цемента за эталон принят щебень крупностью 5–20 мм, который в основном и применяется в настоящее время.

Из табл. 6 видно, что расход цемента на крупном щебне меньше, чем на мелком. Поэтому, если это возможно, следует применять более крупный щебень, что позволит снизить его стоимость и расход цемента.

Библиографический список

1. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1979. — 104.
2. Сизов В.П. Проектирование составов тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1979. — 144 с.

Вниманию подписчиков!

Во всех почтовых отделениях страны продолжается подписка на газеты и журналы на второе полугодие 1998 г.

Сведения об условиях подписки на журнал “Бетон и железобетон” (он выходит один раз в два месяца) содержатся в “Объединенном каталоге” Государственного комитета Российской Федерации по связи и информации (подписка—98, второе полугодие), 1 том, Российские и зарубежные газеты и журналы, стр. 115.

Подписной индекс “Б и ЖБ” 70050.

М.Н. КОКОЕВ, канд. экон. наук (ОАО “Кабалкагропромстрой”)

Монолитный железобетон в несъемной опалубке из армированного бетона

В промышленном, гидротехническом и дорожном строительстве широко применяются сооружения из монолитного железобетона. Часто эти объекты имеют очень большие размеры не только в гидротехническом строительстве. Так, на участке строящейся скоростной автомагистрали, идущей от МКАД в сторону Каширы, сооружается крупнейший в Европе мост через Оку. Его 50 монолитных опор, расположенных в два ряда, закреплены в твердых скальных породах на глубине 30 м, при этом высота большинства опор над нулевой отметкой составляет 25–30 м. При строительстве подобных объектов затрачивается много материалов, труда и времени на монтаж и разборку опалубок.

Вторая проблема связана с тем, что наружный слой бетона подвержен сильному влиянию внешней среды. Наличие микротрещин в поверхности бетона приводит его к прогрессирующему разрушению и коррозии арматуры. Для повышения долговечности ответственных сооружений из железобетона проводят пропитку поверхностного слоя мономерами, чаще всего метилметакрилатом или стиролом [1], иногда обрабатывают поверхность флюатами Mg, Zn, Al и др. Используют также покрытия на основе битума или эпоксидных смол [2]. Однако обработка поверхности бетонных сооружений проводится далеко не всегда ввиду большой трудоемкости этих работ.

Одним из возможных путей решения указанных выше проблем может быть применение несъемной опалубки, выполняемой в виде тонкого слоя армированного бетона, наносимого способом электростатического формования [3]. По этой технологии для изготовления тонкостенных оболочек

используют способ послойного электростатического нанесения сухих порошковых компонентов бетонной смеси на формообразующий арматурно-сеточный каркас с одновременным или периодическим дозированным увлажнением слоев тонкораспыленной водой, содержащей поверхностно-активные вещества (ПАВ). Эта технология позволяет снизить удельный расход цемента при изготовлении изделий, конструкций и строительстве сооружений за счет применения минимального водоцементного отношения (В/Ц), получить экономию металла и трудозатрат вследствие исключения использования опалубок и форм, уменьшить объем подготовительных работ.

Первоначально эту технологию разрабатывали для формования из армированного бетона тонкостенных деталей сложной конфигурации: резервуаров, пространственных оболочек, полых колонн и стоек, мелиоративных желобов, водоводных труб большого диаметра и т.п. Однако ряд особенностей этого способа делает возможным применение его для изготовления несъемной опалубки под крупные объекты из монолитного бетона и железобетона.

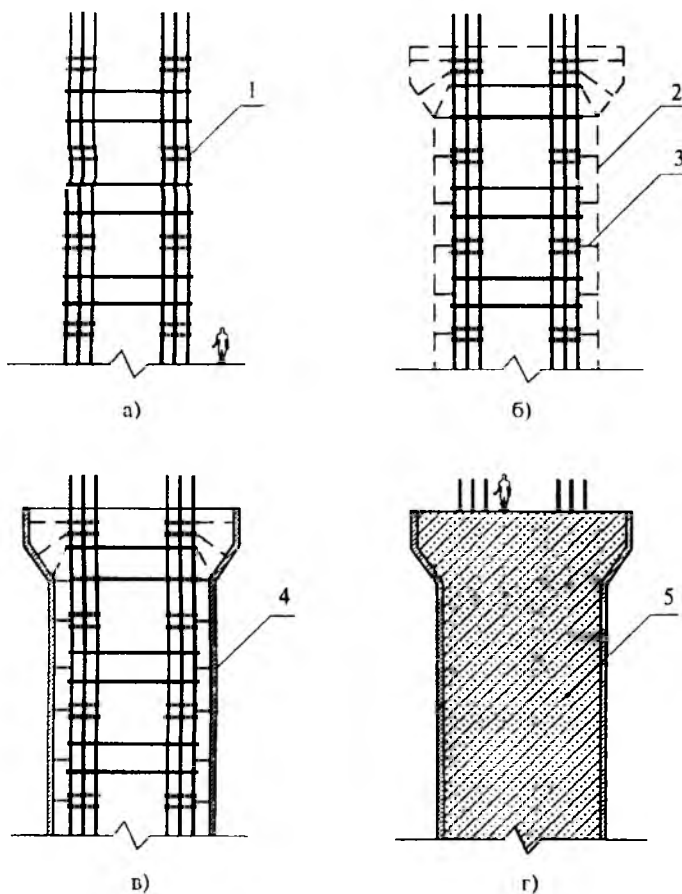
Особый интерес здесь заключается в том, что способ дает возможность одновременно решить две технические задачи: во-первых, исключить непроизводительные затраты материалов и труда на монтаж съемных опалубок и, во-вторых, используя особенности технологии электростатического формования, возводить сооружения из монолитного железобетона с наружным слоем из армированного бетона с повышенными эксплуатационными свойствами. Например, это позволяет выполнять наружный слой из

бетона с низким В/Ц, с упрочнением его армирующей сеткой, волокнами, получать тонкий покровный слой из белого цемента и т.д. В частности, при электростатическом нанесении бетона на основе специальных цементов можно сделать покрытие с высокой морозостойкостью (до 300 циклов) [4].

В технологии электростатического формования предпочтительно использование особомелкозернистого бетона, который имеет повышенную прочность на изгиб, хорошую водонепроницаемость и морозостойкость. Именно этими качествами должен обладать внешний слой монолитных сооружений из железобетона. В то же время электростатическое формование устраняет такие технологические трудности при работе с мелкозернистым бетоном, как увеличение водопотребности, необходимость использования суперпластификаторов и хорошего уплотнения и т.д.

На рисунке в качестве примера показаны стадии возведения крупных мостовых опор из монолитного железобетона с применением несъемной опалубки из армированного бетона.

После сборки и установки арматуры опоры монтируют сетчатый каркас опалубки. Основу каркаса делают из арматуры небольшого диаметра, затем его покрывают мелкоструктурной сеткой. При этом обращают особое внимание на аккуратное сопряжение сеточных полотнищ на стыках, выравнивают ее на каркасе для исключения провисания. Во время монтажа арматурно-сеточного каркаса опалубки его крепят к основной арматуре мостовой опоры. Крепление опалубки к арматурному остову сооружения проводят равномерно по площади, чтобы при заполнении опалубки нагрузка от заливаемого бетона не вызвала ее не-



Стадии возведения мостовых опор из монолитного железобетона с применением несъемной опалубки из тонкостенного армированного бетона

а — установка основной арматуры; б — монтаж сетчатого каркаса опалубки и крепление его к основной арматуре сооружения; в — электростатическое осаждение бетона на каркас опалубки; г — заливка несъемной опалубки бетоном

1 — основная арматура сооружения; 2 — сеточный каркас опалубки; 3 — крепление каркаса опалубки к арматуре; 4 — несъемная опалубка из армированного бетона; 5 — монолитный железобетон

допустимую деформацию. Для повышения сцепления несъемной опалубки с основным массивом бетона к сеточному каркасу во время его сборки с внутренней стороны приваривают закладные детали в виде загнутых штырей.

Сеточный каркас опалубки электростатическим способом покрывают мелкозернистым бетоном. Особенность этого способа осаждения сухих бетонных смесей заключается в том, что заряженные электрическим потенциалом частицы сухого цемента и тонкого песка, проникая через сетку, равномерно осаждаются на ней со всех сторон до полного закрытия ячеек сетки. При этом элементы арматурно-сеточного каркаса оказываются покрытыми со всех сторон слоем бетона [3].

После образования сплошной поверхности на нее тем же способом осаждают последующие слои бетона. Для этого необходимо, чтобы ранее нанесенный слой имел некоторую электропроводность. Карбонатно-щелочной раствор, который образуется при смачивании цемента водой, обеспечивает достаточную электропроводность поверхности для нормального ведения процесса.

При смачивании водой частиц цемента и песка и их консолидации важна роль ПАВ, которые необходимо добавлять в воду перед ее распылением. С появлением тонкой пленки жидкой фазы между твердыми частицами цемента образуются искривленные поверхности жидкости — мениски, на которые действуют капиллярные силы,

стремящиеся сблизить частицы. Под действием капиллярных сил происходит уплотнение порошкового слоя и постепенное образование цементного камня.

Для механизации процесса нанесения на сеточный каркас сухих компонентов бетонной смеси электростатический распылитель большой производительности и вспомогательное оборудование для его работы помещают на автомобильное шасси с телескопической стрелкой, с помощью которой и проводят покрытие каркаса бетоном. Нанесение с помощью электростатического осаждения сплошного слоя бетона малой толщины и последующая его выдержка для набора прочности позволяют в необходимых случаях увеличить толщину оболочки путем обычного торкретирования. Уже полученная тонкослойная оболочка здесь выполняет роль несъемной односторонней опалубки. Однако следует отметить, что при нанесении торкретного слоя с наружной стороны бетонной опалубки слой бетона, полученный способом электростатического формования, не сможет проявить свои улучшенные эксплуатационные свойства в полной мере, так как он окажется закрытым слоем торкретного бетона.

Подготовленная несъемная опалубка, образованная способом электростатического осаждения, заполняется бетоном. Предварительно проведенное крепление опалубки к арматурному каркасу сооружения, а также наличие закладных деталей обеспечивают прочное соединение бетонной опалубки с монолитным сооружением.

Библиографический список

1. Российская архитектурно-строительная энциклопедия. М.: Внешторгиздат, 1995, т.2. — 555с.
2. Максимов Ю.В., Капустин А.А., Козлов В.В. и др. Технологические аспекты пропиточной гидроизоляции железобетонных конструкций//Строительные материалы. — 1997, № 8. — С.21–22.
3. Кокоев М.Н., Федоров В.Т. Электростатическое формование изделий из армированного бетона//Бетон и железобетон. — 1997. — № 6. — С.17–20.
4. Рекитар Я.А. Экономичные системы наружных ограждений для реконструкции панельных зданий//Строительные материалы. — 1997. — № 3. — С.8.

К вопросу автоматизации электротермообработки бетона монолитных конструкций

В условиях рыночной экономики заметно усилилась потребность строительных организаций в совершенствовании технологии производства, в том числе в повышении эффективности бетонных работ. Одним из перспективных направлений является электротермообработка монолитных конструкций. Она применяется в холодное время года для нагревания бетона в целях предотвращения его замерзания после укладки в опалубку при температуре наружного воздуха ниже 0°C и ускорения его твердения. Наиболее распространенным способом электротермообработки является электропрогрев путем пропускания электрического тока через бетон, как через омическое сопротивление, с подведением напряжения к бетону с помощью стальных электродов. При прохождении через бетон электрического тока происходит выделение тепла.

В последнее десятилетие в нашей стране все более широкое распространение при бетонировании в холодное время года получает использование греющей опалубки. Этот способ обладает рядом преимуществ по сравнению с другими способами электротермообработки: почти отсутствуют дополнительные операции (по сравнению с производством бетонных работ в летних условиях), кроме подключения греющих щитов к сети обогрева и отключения их по окончании изотермического обогрева; обеспечение равномерного температурного поля на контакте бетона с греющей палубой; возможность предварительного отогрева замороженного основания стыкуемых конструкций, а также арматуры без дополнительных устройств (например, теплогенераторов, работающих на жидком топливе и т.п.).

В процессе электротермообработки главным требованием является поддержание заданного температурного режима обогрева бетона. Отклонения фактического режима от заданного при ручном регулировании неизбежны, они определяются как объектив-

ными причинами — сложностью регулирования температуры бетона при изменяющейся величине электрической мощности вследствие повышения температуры бетона в процессе его нагревания, так и субъективными — связанными с отношением оператора к своим служебным обязанностям. В результате отклонения фактического режима от заданного могут ухудшаться качественные показатели обогретого бетона, увеличится продолжительность обогрева, возрастут расход электроэнергии и стоимость возведения конструкций. Соблюдение заданного температурного режима обогрева, устранение указанных недостатков позволяют существенно повысить эффективность бетонирования.

Авторами составлены исходные требования на разработку установки для автоматического дистанционного измерения температуры бетона и поддержания заданного температурного режима при обогреве бетона в греющей опалубке, в том числе с полимерным греющим покрытием. Установка размещается в небольшом перемещаемом боксе с утепленными ограждающими конструкциями. В нем предусматривается электрическое отопление в связи с тем, что аппаратура должна работать при температуре выше 0°C.

Измерение температуры в процессе обогрева бетона осуществляется с помощью датчиков-термопар, подключенных к многоточечному автоматическому электронному потенциометру с самописцем. В случае использования в качестве нагревателя токопроводящей бумаги, температура которой не должна превышать 90–95°C, в нескольких греющих опалубочных щитах следует предусмотреть размещение датчиков температуры греющего покрытия. Датчики устанавливают с тыльной стороны щита в отверстие, просверленное в палубе до контакта с полимерным покрытием, затем отверстие заполняют эпоксидным клеем. Термопарные провода от спая на кон-

такте с полимерным покрытием прокладывают между стенкой ребра каркаса опалубки и утеплителем, а при отсутствии каркаса — сквозь слой теплоизоляции щита.

Датчики температуры, размещаемые в бетоне, необходимо устанавливать на расстоянии 10 мм от плоскости полимерного покрытия палубы возле обеих поверхностей конструкции, обогреваемой с двух сторон, или на таком же расстоянии от полимерного покрытия и неопалубленной плоскости обогреваемой конструкции при одностороннем обогреве.

Термопарные провода от датчиков к потенциометру должны находиться в защитном металлическом шланге или в прочной резиновой изоляции. В местах установки датчиков в обогреваемом бетоне в процессе укладки бетонной смеси необходимо разместить отрезки кембрика достаточного диаметра, позволяющего после обогрева извлечь датчики из кембрика, после чего из бетона должны быть удалены и кембрики, а отверстия заделаны пластичным раствором с его штыкованием стальным стержнем.

В соответствии с положениями инструктивных документов число датчиков для измерения температуры бетона назначают из следующих условий: по расчету, один датчик на 3 м³ бетона, на 6 м длины колонн, балок, прогонов, на 10 м² площади полов и покрытий. Документальными данными о фактическом температурном режиме обогрева бетона является запись на ленте самописца или записи, сделанные на температурных листах оператора согласно показаниям потенциометра.

СНиП 3.03.01-87* разрешает оценивать прочность бетона при электротермообработке путем контроля соответствия фактического температурного режима заданному. При совпадении фактической температуры бетона в процессе обогрева с заданной в технологической карте считается, что прочность, приобретенная бетоном,

равна прочности, указанной в этой карте. Таким образом, запись температуры на ленте самописца или запись оператора на температурных листах является документом для определения прочности обогретого бетона.

Автоматическое регулирование температуры бетона необходимо предусмотреть путем изменения количества теплоты, вводимой в бетон в единицу времени, т.е. требуемой электрической мощности греющего покрытия в процессе обогрева бетона. Для этого следует использовать тиристорную схему. Тип и количество тиристорov определяют исходя из максимального

расчетного значения требуемой электрической мощности. Пределы отклонения температуры бетона от заданных номинальных значений как в период ее подъема, так и в период изотермического обогрева не должны превышать $\pm 3^\circ\text{C}$. Датчик температуры для тиристорной схемы должен быть установлен в характерной точке обогреваемой конструкции, например на расстоянии 10–15 мм от поверхности полимерного греющего покрытия опалубочного щита, установленного в углу захватки перекрытия, покрытия, торца колонны, балки, прогона и т.п., т.е. в точках, температура которых на $2\text{--}3^\circ\text{C}$ ниже, чем

в наиболее нагретых зонах захватки.

На основе исходных требований на установку для измерения и регулирования температуры бетона при его обогреве в опалубке с полимерным греющим покрытием путем небольших изменений и дополнений могут быть составлены аналогичные исходные требования на установку для автоматизации контроля и управления температурным режимом при других способах электротермообработки бетона монолитных конструкций: электропрогреве, индукционном нагреве, обогреве с применением греющих проводов и т.п.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

В.Д.РАЙЗЕР, д-р техн.наук, проф. (ЦНИИСК им. Кучеренко); О.В.МКРТЫЧЕВ, канд.техн.наук (Московский государственный строительный ун-т)

Сравнительный анализ надежности железобетонных конструкций, проектируемых по отечественным и европейским нормам

Рассматриваются 7-ми и 4-х этажные железобетонные каркасные здания с подвальными этажами, имеющие размер в плане $22.5 \times 30\text{ м}$ и сетку колонн $7.5 \times 7.5\text{ м}$.

Высота этажей 3.75 м . Ригели продольных рам – четырехпролетные, на опорах жестко соединены со средними колоннами и шарнирно с наружными стенами. Поперечное сечение колонн $40 \times 40\text{ см}$. В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается вертикальными связями.

За отказ в работе конструкции здания принимаем исчерпание несущей способности средней колонны первого этажа (колонны 1, см. рис.1).

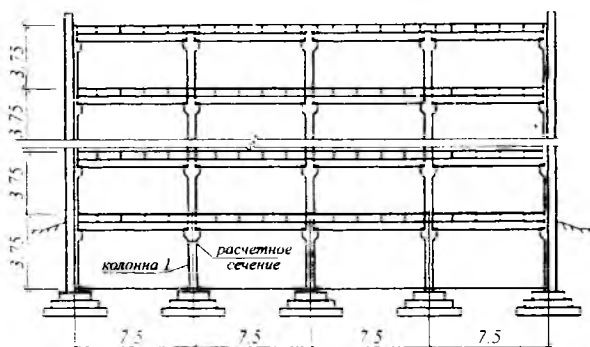


Рис. 1. Продольный разрез проектируемого каркасного здания

Для расчета выбрана средняя, а не крайняя колонна, потому что приходящаяся на нее грузовая площадь больше чем на крайнюю колонну. Средняя колонна более нагружена и сильнее вовлечена в работу конструкции здания.

Детерминированный расчет.

Российские нормы. Расчет средней колонны первого этажа производим согласно СНиП 2.03.01-84 по формулам № 36–39, 58 [1].

Европейские нормы. Расчет железобетонной колонны по европейским нормам производим согласно [2].

Основным расчетным условием является

при $N_d < abhf_{yd}/2$

$$[A_s f_{yd}(h-2d_1) + hN_d(1 - N_d/(abh f_{cd}))]2 - M_d > 0; \quad (1)$$

при $N_d > abhf_{yd}/2$

$$k_2[A_s f_{yd}(h-2d_1)/2 + abh^2 f_{cd}/8] - M_d > 0; \quad (2)$$

где A_s – площадь поперечного сечения арматуры; $A_{s1} = A_{s2} = A_s/2$; f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры; f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию; N_d – расчетная продольная сила в сечении; M_d – расчетный изгибающий момент в сечении; α – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки ($\alpha = 0.85$), коэффициент k_2 определяется как

$$k_2 = (N_{ud} - N_d)(N_{ud} - N_{bal,d}); \quad (3)$$

где N_{ud} – критическая продольная сила; $N_{ud} = \alpha b h f_{cd} + A_s f_{yd}$; $N_{bal,d} = 0.5 \alpha f_{cd} A_c$; $A_c = bh$.

При расчете многоэтажной рамы, имеющей регулярную расчетную схему с равными пролетами ригелей и равными

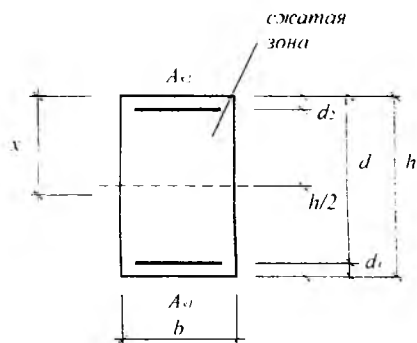


Рис. 2. Расчетная схема элемента (к расчету по европейским нормам проектирования)

длинами стоек (высотами этажей), сечения ригелей и стоек (рис.2) по этажам принимаем постоянными. Такую многоэтажную раму возможно расчленить для расчета на вертикальную нагрузку на одноэтажные рамы с нулевыми точками моментов – шарнирами, расположенными по концам стоек, – в середине длины стоек всех этажей, кроме первого, для которого стойки принимаем защемленными в основании.

Продольная сила в расчетном сечении колонны возникает от постоянной нагрузки собственного веса и временной равномерно распределенной нагрузки на плиты перекрытия. Согласно принятой расчетной схеме, изгибающий момент в расчетном сечении колонны возникает вследствие действия постоянной и временной равномерно распределенных нагрузок, действующих на вышележащее перекрытие и горизонтальной ветровой нагрузки.

Согласно [4] значения нормативных постоянных и временных (включая ветровые) нагрузок для расчета колонны первого этажа и коэффициенты надежности по нагрузке существенно превышают принятые в [2]. Расхождение вычисленных расчетных значений нагрузок составляет для постоянной - 22.7%, временной - 87.5%, ветровой - 88.4%.

Существенное расхождение, также идущее в запас надежности, наблюдается и в правилах снижения расчетных нагрузок в зависимости от размеров грузовой площади и этажности. Для 4-х этажного здания расхождение коэффициентов снижения нагрузки по грузовой площади составило 89.7%, а коэффициентов снижения нагрузки по этажам 36.7%.

В табл.1 показаны принятые нормативные значения сопротивлений, коэффициенты надежности по материалу и расхождение расчетных сопротивлений согласно [1] и [6]. Определим как влияет использование расчетных формул, предлагаемых российскими и европейскими нормами, на коэффициент армирования сечения железобетонного элемента. Для этого возьмем одни и те же усилия M_{max} и $N_{соотв}$ и произведем расчет обоими способами. В табл. 2 занесены результаты расчетов и расхождение полученных коэффициентов армирования. В результате расчетов также был определен коэффициент армирования μ_1 средней колонны первого этажа типового административного здания при использовании различных классов бетона. Результаты сведены в табл.3.

Анализ результатов детерминированного расчета показывает, что при использовании евро норм коэффициент армирования завышается в 2–2.5 раза. Это отличие определяется в основном более осторожным назначением расчетных значений нагрузок, принятых при проектировании в Европе. Хотя многолетний опыт проектирования и безаварийного

Материал	Российские нормы		Европейские нормы		Расхождение значен. расч сопр, в%
	Норм. сопр. МПа	Кэфф. надежн. по материалу	Норм. сопр. МПа	Кэфф. надежн. по материалу	
Бетон В20	15	1.3	15	1.5	13
Арматура А-III	390	1.07	390	1.15	13

Таблица 2

Расчетные значения усилий	Кэфф-нт армирования μ_1		
	Российские нормы	Европейские нормы	Разница в %
$M_{max}=49.0кН\cdot м$; $N_{соотв}=2.9\cdot 10^3кН$	0.019	0.020	5

Таблица 3

	Коэффициент армирования μ_1			
	Российские нормы		Европейские нормы	
	4-х этажное здание	7-ми этажное здание	4-х этажное здание	7-ми этажное здание
Для бетона, соотв-го классу				
В20	0.019	–	0.048	–
В25	0.011	–	0.041	–
В30	0.005	0.032	0.035	0.088

строительства согласно [2] свидетельствует о корректности применения более смелого подхода.

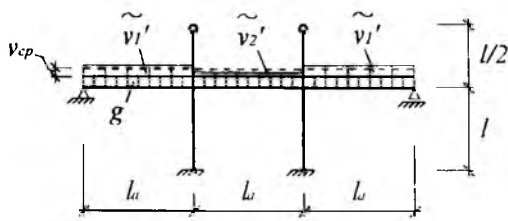
Вероятностный расчет.

За отказ в работе конструкции здания принимаем также истощение несущей способности средней колонны первого этажа.

Для ответа на вопрос о вероятности безотказной работы железобетонного каркасного здания, запроектированного по различным нормам, строим функцию надежности за 50 лет эксплуатации.

Случайными были приняты: ветровая нагрузка, постоянная нагрузка от собственного веса, временная нагрузка на плиты перекрытия, прочность бетона, прочность арматуры, эксцентриситет приложения продольной силы в сечении колонны. Распределение максимумов ветровой нагрузки принимаем по двойному экспоненциальному закону, остальные случайные величины принимаем нормально распределенными с параметрами согласно [7]. Т.к. сами расчетные формулы, предлагаемые российскими и европейскими нормами практически не дают расхождения (см. табл.2), то для вероятностного расчета в обоих случаях используем расчетные формулы российских норм.

Сбор нагрузок в расчетном сечении при вероятностном расчете отличается от сбора нагрузок при детерминированном расчете. В соответствии с принятой схемой расчета, дей-



g – постоянная нагрузка,
 \tilde{v}_2' – временная нагрузка в средних пролетах,
 \tilde{v}_1' – временная нагрузка в крайних пролетах.

Рис. 3. Расчетная схема к вероятностному расчету

ствие нагрузок учитываем следующим образом. Изгибающий момент в расчетном сечении нижней колонны $M = M_{ветр} + M_0 + M_e$; где $M_{ветр}$ – момент от действия ветровой нагрузки; M_0 – момент от вертикальной нагрузки на перекрытие над расчетным сечением (остальные вышележащие перекрытия момент в расчетном сечении не создают); M_e – момент, возникающий в результате наличия случайного эксцентриситета приложения продольной силы. Продольная сила в расчетном сечении $N = N_0 + N_{\Sigma}$; где N_0 – продольная сила от вертикальных нагрузок на перекрытие над расчетным сечением; N_{Σ} – продольная сила от остальных вышележащих постоянных и временных нагрузок. Ветровая нагрузка, согласно принятой схеме расчета, нормальной силы в сечении колонны не создает.

При рассмотрении нагрузок принимаем следующее допущение: постоянные и временные вертикальные нагрузки представляют собой независимые случайные величины. Исходя из принятого выше допущения, математическое ожидание и стандарт случайной суммарной нагрузки N_{Σ} определяем по соответствующим правилам сложения параметров случайных величин.

Т.к. изгибающий момент в расчетном сечении колонны возникает от действия ветровой нагрузки и вертикальной равномерно распределенной нагрузки, приходящейся на вышележащее перекрытие, то рассмотрим нагрузку на это перекрытие отдельно. Примем, что постоянная нагрузка от собственного веса постоянна во всех пролетах рассматриваемого этажа. Это позволяет избежать генерирования дополнительно еще двух случайных величин (постоянной и временной нагрузок на вышележащее перекрытие) и сократить время расчета.

С целью учесть возможную изменчивость временной нагрузки в самих пролетах, исходим из следующего. Средняя интенсивность временной нагрузки v_{cp} на перекрытие от веса оборудования и людей также постоянна, но меняется интенсивность нагрузки в пролетах в результате оттока людей и перемещения оборудования из одного пролета и сосредоточение их в другом (рис.3). Предположим, что \tilde{v}_1' является равномерно распределенной случайной величиной на интервале $(0; 2v_{cp})$, тогда $\tilde{v}_2' = v_{cp} - \tilde{v}_1'$.

Построение функции надежности (зависимости вероятности безотказной работы от количества лет) производилось следующим образом.

Методом статистических испытаний определяем частоту отказов колонны запроектированного по российским и европейским нормам здания. За отказ принимаем исчерпание колонной своей несущей способности. Т.е. отказ фиксируется при невыполнении условия

$$\tilde{M}_{внешн} > \tilde{M}_{внутр} \quad (4)$$

В данном выражении левая часть представляет собой момент от внешней нагрузки – $\tilde{M}_{внешн} = Ne$, а правая часть максимальный воспринимаемый сечением момент

$\tilde{M}_{внутр} = R_b b x (h_0 - 0.5)x + R_{sc} A_s (h_0 - a')$, где $e = e_0 \gamma + h/2 - a$ и $\eta = 1/(1 - N/N_c)$, а N_c согласно формуле (19) [1].

Функция надежности строится по полученным значениям вероятности безотказной работы за 1; 5; 15; 20 и 50 лет.

Результаты вероятностного расчета многоэтажного каркасного здания, запроектированного по российским и европейским нормам, показаны на рис.4 и 5.

Разработанный алгоритм вероятностного расчета позволяет проектировать здания с заданным уровнем надежности. Так, в качестве примера для 7-ми этажного здания при использовании бетона класса В30 для заданного уровня безотказной работы равного 0.99999 получен коэффициент армирования $\mu_1 = 0.033$.

Сравнивая 4-х и 7-ми этажные здания, запроектированные по российским нормам, следует отметить, что надежность более высокого здания снижается сильнее в зависимости от количества лет. Так вероятность отказа 4-х этажного здания за 15 лет эксплуатации увеличивается примерно в 2 раза, а 7-ми этажного здания в 3.5 раза.

Был произведен расчет 7-ми этажного здания при различных коэффициентах вариации прочности бетона. Оказалось, что вероятность отказа для здания с коэффициентом

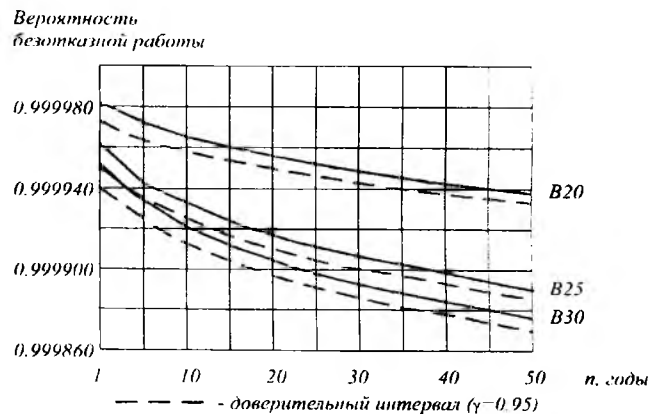


Рис. 4. График зависимости вероятности безотказной работы от количества лет для 4-этажного здания, запроектированного по российским нормам

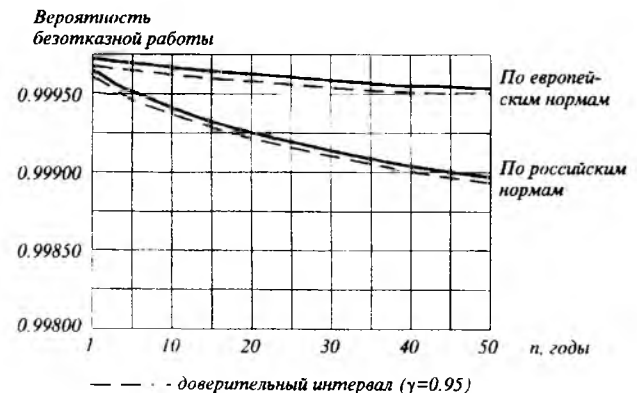


Рис. 5. График зависимости вероятности безотказной работы от количества лет для 7-этажного здания

вариации прочности бетона $\nu_b=0.2$ в 2.5 раза больше чем для здания с $\nu_b=0.135$. Из этого следует что, надежность железобетонной конструкции существенным образом зависит от прочностных характеристик материалов. Чего нельзя сказать о случайном эксцентриситете. В результате произведенного расчета было отмечено, что при увеличении стандарта случайного относительного эксцентриситета в 2 раза (с $\hat{e}_{отн}=0.34$ до $\hat{e}_{отн}=0.68$) частоты отказов 4-х этажного здания при использовании бетона В20 остались прежними для всех рассматриваемых временных отрезков. Следовательно, при вероятностном расчете железобетонного каркасного здания случайный эксцентриситет приложения продольной нагрузки к стойкам рамы можно не учитывать.

Из графиков на рис.5 видно, что надежность здания, запроектированного по европейским нормам выше чем надежность здания, запроектированного по российским нормам. Здание, запроектированное по европейским нормам через 50 лет эксплуатации имеет такую же вероятность безотказной работы (примерно, 0.99998), что и здание, запроектированное по российским нормам, сразу после возведения. Если через 50 лет эксплуатации для европейских норм мы имеем вероятность отказа $\nu=0.00002$, то для российских норм $\nu=0.00024$, что в 12 раз больше. Отметим, что эти характеристики носят сравнительный характер на уровне проектной надежности.

Библиографический список

1. СНиП 2.03-01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
2. СНиП 2.01-07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
3. ENV 1991-1: Eurocode 1: Basis of design and actions on structures – Part 1: Basis of design, CEN 1994.
4. ENV 1991-2-1: Eurocode 1: Basis of design and actions on structures – Part 2.1: Densities, self-weight and imposed loads, CEN 1994.
5. ENV 1991-2-4: Eurocode 1: Basis of design and actions on structures – Part 2.4: Wind loads, CEN 1995.
6. ENV 1992-1: Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, CEN 1993.
7. Райзер В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1995. – 348 с.
8. Райзер В.Д., Мкртычев О.В. Вероятностный расчет внецентренно сжатых стоек. // Известия вузов. Строительство. – 1997. – № 1-2.

С.Л.ХАРЛАМОВ, инж., Ю.В.ЗАЙЦЕВ, д-р техн.наук, проф. (МГОУ); Е.А.ГУЗЕЕВ, д-р техн.наук, проф., К.А.ПИРАДОВ, д-р техн.наук (НИИЖБ)

Расчет несущей способности двухслойных изгибаемых железобетонных элементов с нижним слоем из легкого бетона

Большие возможности для создания прогрессивных облегченных конструкций открываются в связи с использованием наряду с высокопрочными тяжелыми бетонами легких бетонов, которые могут нести различную функциональную нагрузку. Поэтому слойные железобетонные элементы перспективны и прогрессивны, ибо слой тяжелого бетона обеспечивает их высокую способность, а слой легкого, имея теплоизолирующее и звукоизоляционное назначение, может быть малопрочным, но в то же время обладать высокой трещиностойкостью и достаточно надежно защищать рабочую арматуру от коррозии.

Широкое внедрение слойных элементов в практику строительства сдерживается наличием малоизученных специфических особенностей их работы под нагрузкой: проявление дефектов структуры на границе слоев легкого и тяжелого бетонов, возможность образования магистральных трещин вокруг концентраторов напряжений, проникновение трещин из менее плотного в более плотный бетон, изменение механизма развития и, следовательно, траектории движения трещин при таком переходе, возможности развития контактных дефектов в слоях из тяжелого и легкого бетонов. Все эти особенности необходимо учитывать при расчете слойных элементов, так как они оказывают решающее влияние на несущую способность, трещиностойкость и деформации конструкций. Состояние предель-

ного равновесия и кинетика процесса разрушения изгибаемых элементов, получивших повреждения при эксплуатации, а также имеющих инициирующие разрушение дефекты на границе двух различных бетонов, наиболее полно могут быть изучены и описаны методами механики разрушения.

Максимальная несущая способность нормальных сечений M_{\max} двухслойных железобетонных элементов определяется в момент восприятия ими максимальной внешней нагрузки. Эта стадия работы двухслойного элемента характеризуется началом процесса исчерпания несущей способности, длительность которого во времени обусловлена свойствами бетонов, арматуры, ее количеством, конструктивным решением [1]. Поэтому данную стадию можно охарактеризовать как предельное состояние двухслойного элемента по максимальной нагрузке (стадия III). При $h_u < x$, где h_u — высота слоя тяжелого бетона, трещина сдвига развивается по контакту тяжелого и легкого бетонов. Здесь мы имеем предельное состояние III-1 (рис. 1).

На этом этапе работы под нагрузкой внешнему моменту сопротивляется разделенная на две части контактной трещиной сжатая зона бетона, растянутый бетон над трещиной нормального отрыва и арматура. Тогда M_{\max} на стадии III-1 определяется с использованием двух условий равновесия, в которые входят фактические силовые и геометри-

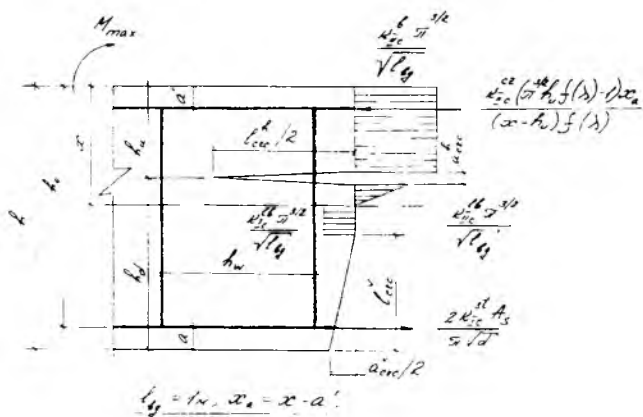


Рис. 1. Нормальное сечение двухслойного изгибаемого железобетонного элемента на стадии III-1

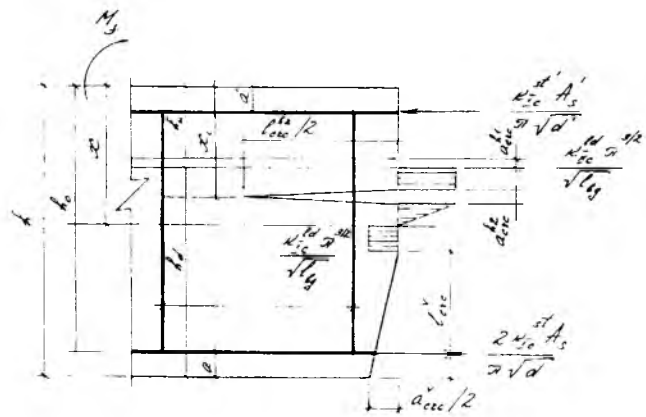


Рис. 2. Нормальное сечение двухслойного изгибаемого железобетонного элемента на стадии IV₁-1

ческие характеристики трещин нормального отрыва в растянутой части сечения и поперечного сдвига в его сжатой части [1]

$$\frac{K_{IIc}^b \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}} bh_u + \frac{K_{IIc}^{cz} (\pi^{3/2} h_u f(\lambda) - 1)(x - a^i)}{(x - h_u) f(\lambda)} + \frac{K_{IIc}^{lb} \pi^{3/2}}{2\sqrt{l_{bg}}} b(x - h_u) = \frac{K_{IIc}^{lb} \pi^{3/2}}{\sqrt{l_{bg}}} b(h - l_{cr}^v - x) + \frac{2K_{IIc}^{st} A_s}{\pi\sqrt{d}}, \quad (1)$$

$$\frac{K_{IIc}^b \pi^{3/2}}{2\sqrt{l_{bg}}} bh_u (2h_0 - h_u + 2a_{cr}^h) + \frac{2K_{IIc}^{cz} (\pi^{3/2} h_u f(\lambda) - 1)(x - a^i)(h_0 - a^i)}{(x - h_u) f(\lambda)} + \frac{K_{IIc}^{lb} \pi^{3/2}}{2\sqrt{l_{bg}}} b(x - h_u - a_{cr}^h)(h_0 - 1/3(2x - h_u - a_{cr}^h)) - \frac{K_{IIc}^{lb} \pi^{3/2}}{2\sqrt{l_{bg}}} b(h - l_{cr}^v - x)(l_{cr}^v + h - a - x) = M_{max}. \quad (2)$$

где $f(\lambda) = \sqrt{3} (\lambda^{h_{cr}^h} (1,13\lambda + 0,3) / b; d$ — диаметр растянутой арматуры; $\lambda = h_{cr}^h / h$; K_{IIc}^{st} — критический коэффициент интенсивности напряжений арматурной стали; K_{IIc}^{lb} и K_{IIc}^{lb} — критические коэффициенты интенсивности напряжений легкого бетона; K_{IIc}^b и K_{IIc}^b — то же, тяжелого; эти величины определяются согласно [2]; K_{IIc}^{cz} — критический КИН зоны контакта тяжелого и легкого бетонов; $K_{IIc}^{cz} = -0,036 + 0,09 K_{IIc}^b - 0,18 K_{IIc}^{lb}$; остальные параметры — на рис. 1 При $h_u \geq x$ трещина сдвига развивается в бетоне верхнего слоя, это предельное состояние III-2

Дальнейшая работа двухслойных элементов происходит на нисходящей ветви полностью равновесной диаграммы деформирования, в режиме понижения несущей способности, однако сопротивляемость их внешнему силовому воздействию еще не исчерпана. На этой стадии в зави-

симости от наличия поперечного армирования возможны два основных варианта развития макродефектов в сжатой части сечения; 1 — если поперечного армирования нет, тогда трещина поперечного сдвига первого уровня, развивающаяся по зоне контакта двух слоев бетонов либо в верхнем слое, достигает своей критической длины и отслаивает от сжатой части сечения пласт бетона (весь слой h_u), уменьшая несущую способность элемента. В другом объеме сжатой зоны, где напряжения формируют зону предразрушения и старта новой трещины, а текущее значение K_{IIc}^b становится равным критическому, возникает новая сдвиговая трещина (вариант IV₁); 2 — у элементов с поперечным армированием в сжатой части сечения образуется система трещин сдвига докритической длины (вариант IV₂).

В зависимости от соотношения величин h_u и x для каждого из вариантов имеем стадии 1 или 2. На стадии IV₁-1 (рис. 2) контактная сдвиговая трещина отслаивает весь верхний слой бетона, однако силы трения между слоями и стесненные условия деформирования в торцах элемента не выключают из работы сжатую арматуру, хотя и напряжения в ней, в отличие от растянутой, не достигают предельных значений. Внешнему разрушающему моменту M_f (или M_{max}) сопротивляется, наряду с арматурой, только бетон нижнего слоя, разделенный на части трещиной (трещинами) поперечного сдвига. Величина M_f определяется по двум условиям равновесия аналогично (1) и (2).

На стадии IV₁-2 сдвиговая трещина отсекает часть верхнего слоя от двухслойного элемента, а в оставшейся по высоте сжатой части сечения стартует новая сдвиговая трещина. На стадии IV₂-1 магистральная контактная сдвиговая трещина не достигает критических размеров ввиду сдерживающего влияния на развитие этой трещины первого уровня поперечного армирования. Возникает новая трещина сдвига в месте, где уровень касательных напряжений максимален. Расчетная схема предполагает одновременное исчерпание сопротивляемости внешнему моменту M_f как бетонов обоих слоев, так и сжатой и растянутой арматур. На стадии IV₂-2 система трещин поперечного сдвига образуется в верхнем слое бетона, а затем происходит их медленный докритический рост. Параметры отрывных и сдвиговых трещин определяются по [1] с учетом значений $K_{IIc}^{cz}, K_{IIc}^{lb}, K_{IIc}^{lb}, K_{IIc}^b, K_{IIc}^b$.

Подбор количества поперечного армирования осуществляется из условия недопущения образования сдвиговых трещин или ограничения их линейных размеров некото-

рыми заранее заданными (предельно допустимыми для данной конструкции) величинами. Решив задачу для трещины, развивающейся на средней линии полосы, когда усилия приложены к берегам трещины, и введя поправку на эксцентриситет расположения трещины и ширину двухслойного элемента, получим:

$$A_w^{cz} = \frac{K_{llc}^b b l_{crc}^h \sqrt{d_w}}{K_{lc}^{st,w} \pi^2 (0,5 - \xi_u) \sqrt{3h}} (1,13\lambda + 0,3), \quad (3)$$

где $K_{lc}^{st,w}$ — критический КИН стали поперечной арматуры; d_w — диаметр стержней поперечного армирования; $\xi_u = h_u / h$ или x_u / h .

При выполнении условия $A_w > A_w^{cz}$ (4) магистральные сдвиговые трещины, в том числе контактные, в двух-

слойных элементах не образуются, что обеспечивает совместность работы обоих слоев бетона до полной потери двухслойным железобетонным элементом своей несущей способности (A_w — количество поперечной арматуры).

Библиографический список

1. Пирадов К.А., Гузев Е.А. Подход к оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов через параметры механики разрушения. // Бетон и железобетон. — 1994, № 5. — с. 19–23.
2. Гвелесиани Л.О., Пирадов К.А. Многофакторный анализ трещиностойкости и прочности бетона. // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике: Расчетные предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений (ПРЕДСО-90)/ ВНИИГ им.Б.Е.Веденеева, 1991. — с.279–282.

ТЕОРИЯ

М.М.ХОЛМЯНСКИЙ, *д-р техн.наук, проф.*

О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов

1. Введение и исходные данные для расчетов

Рассмотрен многостадийный процесс внецентренного сжатия коротких бетонных элементов с одиночной поперечной трещиной или разрезом. При аналитическом описании процесса возникают задачи определения сопротивлений сжатой и растянутой зон поперечных сечений, а также закономерностей в появлении и развитии трещины. При решении этих задач сделана попытка в максимально доступной степени учесть главные особенности бетона — его неоднородность и несплошность, используя понятие о псевдозернистой среде, и, соответственно, принцип локальности сопротивления бетона.

Сжатая зона

Поведение бетона в условиях неоднородного сжатия подвергалось многочисленным исследованиям в течение почти столетия. Поначалу считалось очевидным, что сопротивление бетона должно зависеть не только от соответствующей деформации, но и от степени неравномерности распределения деформаций по высоте сечения. Вместе с тем расчеты, при которых неравномерность не учитывалась, давали удовлетворительную точность. Известную ясность в этот вопрос внесли работы Стермана и др. [1], Кларка и др. [2]. В работе [3] сформулированы конкретные предложения по учету неоднородности: различие между кривыми “напряжения - деформации” при центральном и внецентренном сжатии сравнительно невелико. Поэтому во всех случаях можно считать эту зависимость однозначной, пользуясь одной из двух диаграмм: одной для осевого сжатия и сжатия с малыми эксцентриситетами, другую — для сжатия с большими эксцентриситетами. Примерные диаграммы, полученные в опытах этих авторов, показаны на рис. 1. Использование этого предложения в совокупности с установленным во многих экспериментах линейным распределением деформаций в пределах сжатой зоны предельно упрощают расчет. В данной работе для зависимости “напряжения - деформации” при внецентренном сжатии использовано простейшее выражение

$$\sigma = \sigma_{\max} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \right). \quad (1)$$

Как можно судить из рис. 1, это приближение дает небольшое завышение сопротивления при малых деформациях и, наоборот, небольшое занижение сопротивления при больших деформациях; и то, и другое большой роли не играет. За σ_{\max} принята величина на 6° превышающая цилиндрическую прочность бетона (R_c). Величина ε_c принята равной $35 \cdot 10^{-4}$.

Растянутая зона

Определение сопротивления растянутой зоны при очевидной возможности использовать принцип локальности усложняется трудностью выявления закономерности распределения малых деформаций растяжения. Достаточно четкую картину удалось получить только на сталефибробетонных образцах. Было получено [4]:

$$\varepsilon(v) = \begin{cases} \varepsilon_c \frac{v}{x} & \text{при } v < v_0 \\ \varepsilon_c + \frac{(v - v_0)(\varepsilon_1 - \varepsilon_c)}{h - x - l - v_0} (1 + \eta) & \text{при } v > v_0 \end{cases} \quad (2)$$

Обозначения ясны из рис. 2, на котором эпюра выделена штриховкой. То, что эта эпюра кусочно-линейна, позволяет использовать для определения растягивающих усилий простые выражения для их математических ожиданий, полученные ранее для случая линейного распределения деформаций [5] в предположениях неоднородности и несплошности бетона. Необходимые для расчетов данные содержатся в табл. 1. Приближенные оценки необходимых для расчетов параметров были получены путем сопоставления расчетных данных табл. 1 с результатами испытаний на осевое растяжение и чистый изгиб [6].

Независимо от размеров сечений рекомендовано принимать:

$$\varepsilon_c = 0,4; \quad i = 2/3; \quad m = 3.$$

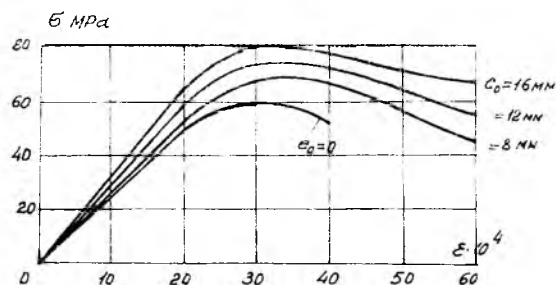


Рис. 1. Диаграммы сжатия бетона, полученные при внецентренном сжатии с различными эксцентриситетами (e_0)

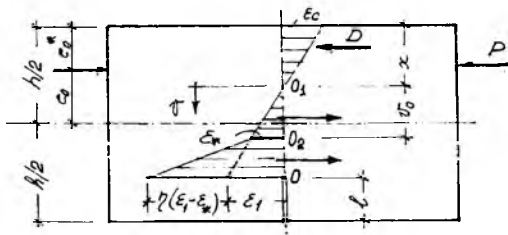
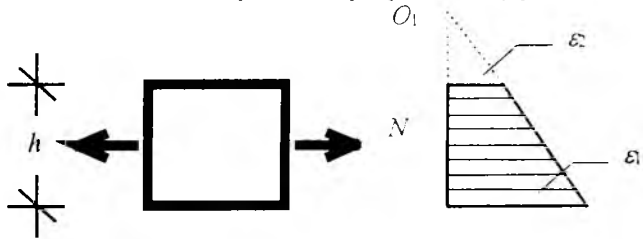


Рис. 2. Распределение деформаций по высоте сечения внецентренно сжатого элемента

Таблица 1
Исходные данные для расчетов сопротивления растянутой зоны бетона при линейном распределении деформаций [5]



$$\frac{2 \cdot N}{E a \bar{\epsilon}} = \frac{L(\beta) - L(\alpha)}{\beta - \alpha} \quad (3)$$

$$\frac{3 \cdot M_{O_1}}{E a h \bar{\epsilon}} = \frac{K(\beta) - K(\alpha)}{(\beta - \alpha)^2} \quad (4)$$

где $\alpha = \epsilon_2 \cdot \bar{\epsilon}$; $\beta = \epsilon_1 \cdot \bar{\epsilon}$.

$$L(t) = t^2 J(t^{-m}, i + 2/3) - \frac{\Gamma(-2/m + i + 2/3)}{\Gamma(i + 2/3)} J(t^{-m}, -2/m + i + 2/3)$$

$$K(t) = t^3 J(t^{-m}, i + 2/3) - \frac{\Gamma(-3/m + i + 2/3)}{\Gamma(i + 2/3)} J(t^{-m}, -3/m + i + 2/3)$$

< > — обозначение математического ожидания.

$$J(y, a) = \frac{1}{\Gamma(a)} \int_0^y e^{-z} z^{a-1} dz \text{ — неполная гамма-функция.}$$

Функции $L(x)$ и $K(x)$

x	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
$L(x)$	0,595	0,590	0,586	0,577	0,567	0,556	0,540	0,482	0,436
$K(x)$	0,500	0,499	0,498	0,496	0,492	0,484	0,473	0,456	0,436
x	0,450	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85
$L(x)$	0,384	0,336	0,280	0,230	0,180	0,130	0,101	0,078	0,062
$K(x)$	0,406	0,375	0,340	0,290	0,242	0,203	0,165	0,131	0,104
x	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30
$L(x)$	0,05	0,04	0,032	0,025	0,020	0,015	0,012	0,008	0,005
$K(x)$	0,083	0,068	0,052	0,042	0,0326	0,026	0,021	0,018	0,016
x	1,35	1,40	1,45	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75
$L(x)$	0,004	0,002	0,001	0	0	0	0	0	0
$K(x)$	0,012	0,010	0,008	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001

При назначении параметров η , $\bar{\epsilon}$ и $E\bar{\epsilon}$ нужно учитывать влияние структурного масштабного фактора. На рис. 3 показана принципиальная схема зависимости сопротивления бетона от характерного размера сечения a . Для нее характерны чередование "отрывности" и хрупкости: после "левой области отрывности" следует "область хрупкости", а затем "правая область отрывности" [7]. Понятие "отрывность" было введено ранее вместо распространенного, но лишённого физического смысла термина

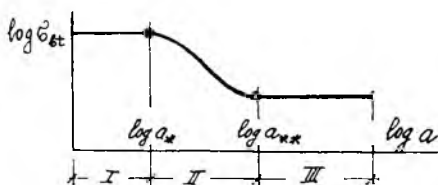


Рис. 3. Принципиальная схема влияния структурного масштабного фактора

I — "левая" область отрывности, II — область хрупкости, III — "правая" область отрывности

"псевдопластичность". Значения параметров a_+ и a_- при осевом растяжении и чистом изгибе оказались закономерно зависящими от максимальной крупности заполнителей бетона D_{max} . В табл. 2 приведены полученные в [8] и использованные ниже значения η , $E\bar{\epsilon}$ и $\bar{\epsilon}$ для обеих областей отрывности.

Таблица 2

Области	Параметры	Р _{ср.} МПа									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Левая область отрывности	η	0,1	0,24	0,38	0,57	0,72	0,9	1,1	1,33	1,54	2,0
	$E\bar{\epsilon}$ МПа	2,4	4,35	6,1	7,4	8,35	9,0	9,4	9,7	9,9	10,0
Правая область отрывности	η	0,2	0,4	0,6	0,9	1,2	1,5	1,7	1,9	2,0	2,1
	$E\bar{\epsilon}$ МПа	1,6	3,0	4,15	5,1	5,85	6,3	6,6	6,8	7,0	7,15
отрывности	$\bar{\epsilon} \cdot 10^4$	1,2	1,5	1,79	1,9	1,95	1,92	1,86	1,8	1,71	1,69

Важнейшей характеристикой растянутого бетона служит критерий развития макротрещин отрыва или разреза. В последние годы в качестве такого критерия чаще всего используют соответствующее условие развития трещин в квазиупругой среде. Для бетона, не обладающего ни упругостью, ни сплошностью, такой подход представляется искусственным. Представлению о локальности сопротивления бетона растяжению в большей мере отвечает понятие о предельной локальной деформации ϵ_l , являющейся равно критерием появления макротрещин, развития их и разрывов. К сожалению, пока получены лишь грубые оценки ϵ_l . Эта величина, как оказалось, зависит от В/Ц. При В/Ц = 0,3 и 0,4 соответственно получено [9], [10]:

— для левой области отрывности $\epsilon_l = 1,8\bar{\epsilon}$ и $2,4\bar{\epsilon}$;

— для правой области отрывности $\epsilon_l = 1,7\bar{\epsilon}$ и $2,3\bar{\epsilon}$.

При изучении внецентренного сжатия бетона сопротивлением растянутой зоны сечений долгое время относили к второстепенным факторам. Пипс, которому принадлежит, возможно, наиболее обстоятельное исследование в этой области, предложил даже учитывать работу растянутого бетона поправочным коэффициентом [11]. Определенный интерес к работе растянутого бетона при внецентренном сжатии бетона появился в связи с тем, что в определенных условиях при таком нагружении развитие трещин и разрывов протекает устойчиво, что позволяет сравнительно надежно определять характеристики вязкости разрушения [12].

2. Расчет на внецентренное сжатие в стадии I (до появления или начала развития одиночной поперечной трещины)

В общем случае процесс внецентренного сжатия делится на четыре стадии. Ведущей следует считать стадию I, предшествующую началу появления трещины или началу развития начальных трещин или разрывов.

Стадия в одних случаях завершается при достижении максимума сопротивления, в других — достижением крайними деформациями предельной величины ϵ_l . В первом случае процесс сжатия одностадийен, в другом за стадией I следует стадия II устойчивого развития трещин. Она завершается по одной из двух причин: а) из-за развития горизонтальных трещин, появляющихся под действием поперечных растягивающих напряжений, сопутствующих внецентренному сжатию, которое может приводить к резкому снижению несущей способности, когда горизонтальную трещину пересекает поперечная трещина; б) из-за исчерпания несущей способности растянутой зоны и перехода сначала к неустойчивому состоянию сжатия с треугольной эпюрой деформаций, затем к стадии III неоднородного сжатия с трапециевидной эпюрой деформаций.

Основной характеристикой напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатого элемента служит параметр u — характеристика внецентренного сжатия:

$$u = 1 - \frac{e_0^* / h}{1 - l / h} \quad (5)$$

где e_0^* — расстояние между линией действия сжимающей силы и ближайшим краем сечения. Величины l и h — по рис. 2.

Задача определения деформаций и напряжений при заданных нагрузках P и длине трещины l статически определима. Используя схему распределения деформаций по рис. 2 и выражения (1) и (2), получим уравнение проеций:

$$P_s = \frac{1 - \xi}{\epsilon_l / \bar{\epsilon}} \left\{ \lambda \left(\frac{\xi}{1 - \xi} \right)^2 \left(\frac{\epsilon_l}{\bar{\epsilon}} \right)^2 \frac{1}{\epsilon_{cr} / \bar{\epsilon}} \right\} \times$$

$$\times \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} - \xi}{\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon} - 1 - \xi} \right) - \left[L(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) - L(0) \right] - \frac{(\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} - \varepsilon_* / \bar{\varepsilon})}{(\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon} - \varepsilon_* / \bar{\varepsilon})} \left[L(\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon}) - L(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) \right] \quad (6)$$

где $\xi = x / (h - l)$; $\varepsilon_{gr} = \varepsilon_1 + \eta (\varepsilon_1 - \varepsilon_*)$;

$$\lambda = 2\sigma_{max} / E\bar{\varepsilon}; P_* = 2P / \delta(h - l)E\bar{\varepsilon}.$$

Уравнение моментов получит вид:

$$P_* u = \frac{\lambda \xi^2}{1 - \xi} \frac{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}}{\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon}} \left[\xi \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{4} \frac{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} - \xi}{\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon} - 1 - \xi} \right) + (1 - \xi) \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon} - \xi}{\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon} - 1 - \xi} \right) - (1 - \xi)^2 \frac{L(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) - L(0)}{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}} - \frac{2}{3} \frac{K(\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}) - K(0)}{(\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon})^2} - \frac{(1 - \xi) \left(1 - \frac{\varepsilon_* / \bar{\varepsilon}}{\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}} \right)^2}{\varepsilon_{gr} / \bar{\varepsilon} - \varepsilon_* / \bar{\varepsilon}} \times \left\{ \frac{\varepsilon_{gr}}{\bar{\varepsilon}} \left[L\left(\frac{\varepsilon_{gr}}{\bar{\varepsilon}}\right) - L\left(\frac{\varepsilon_*}{\bar{\varepsilon}}\right) \right] - \frac{2}{3} \left[K\left(\frac{\varepsilon_{gr}}{\bar{\varepsilon}}\right) - K\left(\frac{\varepsilon_*}{\bar{\varepsilon}}\right) \right] \right\} \quad (7)$$

Таким образом, при данной величине параметра нагрузки P_* мы имеем два уравнения для определения двух неизвестных x и u . Это позволяет, после исключения x , получить семейство кривых $P_* - \varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$ для различных u . Для данного значения u можно заранее произвести необходимые выкладки. Ниже использованы результаты расчетов для правой области отрывности при трех R_c . Были, в частности, обнаружены некоторые очевидные особенности процесса внецентренного сжатия:

Особенность 1 - При любых e_0^* и l влияние этих величин сводится к влиянию "характеристики внецентренного сжатия" (u).

Особенность 2 - Искомое семейство кривых при данной величине u имеет для каждой из областей отрывности вполне определенное аналитическое описание, не зависящее от размеров сечения.

Особенность 3 - Влияние структурного масштабного фактора проявляется при переходе из одной области отрывности в другую. Его принято относить к "номинальным напряжениям"

$$\sigma_N = \frac{P}{\delta(h-l)} = \frac{P_*}{2} E\bar{\varepsilon}.$$

В пределах каждой из областей отрывности величина $E\bar{\varepsilon}$ неизменна, структурный масштабный фактор отсутствует. При переходе из левой области в правую сопротивление растяжению уменьшается как $E\bar{\varepsilon}$, т.е. примерно в полтора раза.

Особенность 4 - характеризуется схемой рис. 4:

- при $e_0^* > 0$ ($u < 1$) параметр u с увеличением l/h уменьшается, а величина P_* возрастает;

- при $e_0^* < 0$ ($u > 1$) параметр u с увеличением l/h возрастает, а величина P_* убывает.

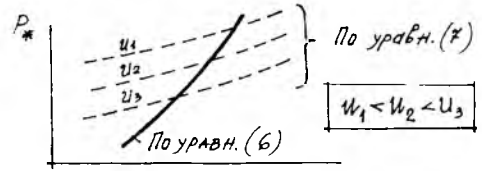


Рис. 4. Схема определения P_* и ξ по уравнениям (6) и (7)

Значения P_* по уравнению (6)

R_c МПа	$\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$	ξ					
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	0,4	-0,174	-0,078	0,058	0,279	0,682	1,873
	1,0	-0,119	0,0657	0,347	0,816	1,732	4,222
	1,5	0,050	0,287	0,665	1,408	2,593	5,90
	2,0	0,175	0,470	0,948	1,774	3,385	7,255
40	0,4	-0,143	-0,0199	0,162	0,480	1,042	2,695
	1,0	-0,041	0,2107	0,605	1,273	2,587	6,075
	1,5	0,199	0,529	1,066	1,994	3,811	8,264
	2,0	0,354	0,773	1,459	2,642	4,903	9,837
80	0,4	-0,103	0,056	0,298	0,705	1,518	3,861
	1,0	0,152	0,476	1,001	2,080	3,762	8,820
	1,5	0,482	1,022	1,017	3,485	6,590	14,359
	2,0	0,576	1,162	2,129	3,809	7,053	14,370

Таблица 3

Значения P_* по уравнению (7)

R_c МПа	$\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$	ξ					
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	0,4	0,0556	0,0675	0,1516	0,2867	0,5485	1,293
	1,0	0,089	0,187	0,386	0,708	1,321	2,138
	1,5	0,125	0,813	0,595	1,054	1,920	4,044
	2,0	0,210	0,444	0,803	1,390	2,278	4,901
40	0,4	0,036	0,116	0,236	0,444	0,915	1,90
	1,0	0,120	0,310	0,593	1,041	1,942	4,193
	1,5	0,240	0,502	0,903	1,564	2,794	5,90
	2,0	0,352	0,685	1,201	1,986	3,562	6,545
80	0,4	0,0707	0,1794	0,344	0,620	1,163	2,710
	1,0	0,223	0,477	0,868	1,520	2,778	6,029
	1,5	0,469	0,898	1,570	2,692	4,806	9,739
	2,0	0,534	0,999	1,726	2,927	5,115	9,583

Таблица 4

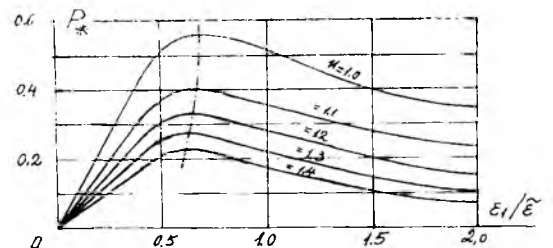


Рис. 5. Зависимости P_* от $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$ при $u \geq 1$

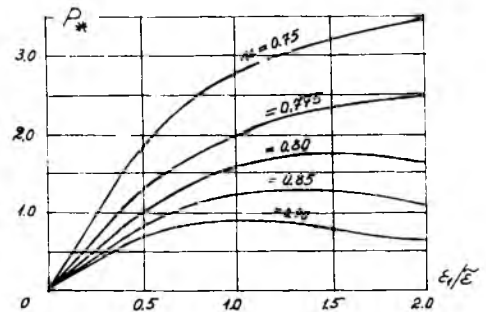


Рис. 6. Зависимости P_* от $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$ при $u < 1$

Численные подчеты были выполнены для четырех значений $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$. Их результаты приведены в табл. 3 и 4. Они были использованы для графического определения P_* по схеме рис. 4 и построения искомого семейства кривых зависимости P_* от $\varepsilon_1 / \bar{\varepsilon}$ при $u = \text{const}$. Для $R_c = 40$ МПа такие семейства показаны: на рис. 5 — для $u \geq 1$ и на рис. 6 для $0,75 \leq u \leq 0,9$ *

* Окончание см. в следующем номере

Определение надежности железобетонного элемента при центральном сжатии возможностным методом

В условиях эксплуатации сжатых железобетонных элементов (типа колонны) приходится выявлять надежность их работы при известном значении сжимающей нагрузки N . Для решения такой задачи обычно удаётся определить по документации или после вскрытия арматуры её класс, а затем прочностные характеристики, например предел текучести σ_T (или $\sigma_{0.2}$), а в некоторых случаях и нормативное сопротивление R_S . Сравнительно легко поддаются измерениям размеры поперечного сечения элемента, например, площадь A_b . Однако прочность бетона R_b , определяемая зачастую дискретными неразрушающими методами, удаётся установить лишь приближенно по ограниченному объему испытаний и тарировочным кривым. Площадь сечения рабочей арматуры A_S при наличии коррозионных повреждений определяют измерениями её диаметра в отдельных местах после удаления защитного слоя бетона. Значение A_S , таким образом, оказывается также нечетким. Для определения надежности колонны при такой нечеткой и ограниченной по объему информации о материалах колонны применить вероятностные методы не представляется возможным. Решение задачи предлагается осуществить возможностным методом. Сущность возможностного метода, применительно к расчету строительных конструкций, впервые была изложена авторами статьи в работе [1]. Не останавливаясь на этом вопросе, в статье приводится конкретный пример методики расчета надежности возможностным методом центрально-сжатого железобетонного элемента в часто встречаемой на практике ситуации, описанной выше.

Известно [2 и др.], что условие прочности центрально-сжатого элемента можно записать в виде

$$\varphi(A_S R_S + A_b R_b) \geq N, \quad (1)$$

A_S и R_b - нечеткие переменные (в нашем случае),

φ - нормативный коэффициент (детерминированная величина).

Функции принадлежности [1] этих переменных примем в виде типовых (2).

$$\mu_A(x) = \exp\left[-\left(\frac{(x-a_1)}{b_1}\right)^2\right] \text{ и} \quad (2)$$

$$\mu_B(x) = \exp\left[-\left(\frac{(x-a_2)}{b_2}\right)^2\right],$$

где a_1, b_1 и a_2, b_2 - параметры распределения для A_S и R_b .

Оценка параметров a_i, b_i для функций принадлежности (2) приведена в [3].

Так
$$a_i = 0,5 \left(\min_{1 \leq i \leq n} x_i + \max_{1 \leq i \leq n} x_i \right),$$

$$b_i = 0,5 \left(\max_{1 \leq i \leq n} x_i - \min_{1 \leq i \leq n} x_i \right) / \varepsilon_{\alpha},$$

где $\varepsilon_{\alpha} = \sqrt{-\ln \alpha}$, а α - уровень среза ($0 < \alpha < 1$). Значением уровня среза α в расчетах задаются. Представим (1) в виде

$$z = A_S R_S + A_b R_b \geq N / \varphi. \quad (3)$$

где z - нечеткая переменная в силу нечетких A_S и R_b .

Обозначим N_{lim} - предельное значение нагрузки $N_{lim} = N / \varphi$.

Функция принадлежности нечеткой переменной z на основании операции суммирования (3) нечетких переменных (невозможных) по [4] может быть записана в виде

$$\mu_z(z) = \exp\left[-\frac{(z - R_S a_1 - A_b a_2)^2}{(R_S b_1 + A_b b_2)^2}\right]. \quad (4)$$

Тогда возможность неразрушения (надежность) можно представить в виде

$$P = \sup_{z \geq N_{lim}} \mu_z(z) = \begin{cases} \mu_z(N_{lim}), & \text{если } N_{lim} > z \\ 1, & \text{если } N_{lim} \leq z \end{cases} \quad (5)$$

Возможность разрушения запишется в виде

$$\bar{P} = \sup_{z < N_{lim}} \mu_z(z) = \begin{cases} \mu_z(N_{lim}), & \text{если } N_{lim} \leq z \\ 1, & \text{если } N_{lim} > z \end{cases} \quad (6)$$

Пример. Пусть по результатам обследования и испытаний элементов железобетонной колонны сечением $40 \times 40 \text{ см}^2$, центрально-сжатой нагрузкой

$N_{lim} = 3.0 \text{ МН}$ установлены значения

A_S в трёх сечениях колонны:

$A_S = \{6, 7, 10\} \text{ см}^2$, значение

$R_S = 365 \text{ МПа}$ и предел прочности σ_B

бетона при сжатии. Обозначим прочность бетона $R_b = \{10, 13, 20\} \text{ МПа}$. Найдем возможность колонны не разрушаться от нагрузки $N_{lim} = 3.0 \text{ МН}$. Найдем оценки параметров a_1, a_2 .

$$a_1 = (6 + 10) / 2 = 8 \text{ см}^2,$$

$$a_2 = (10 + 20) / 2 = 15 \text{ МПа}.$$

Зададимся уровнем среза $\alpha = 0.01$. Тогда

$$\varepsilon_{\alpha} = \sqrt{-\ln \alpha} = \sqrt{-\ln 0.01} = 2.14$$

Найдем параметры

$$b_1 = (10 - 6) / 2 \cdot 2.14 = 0.93 \text{ см}^2$$

$$b_2 = (20 - 10) / 2 \cdot 2.14 = 2.34 \text{ МПа}$$

$$\mu_z(z) = \exp\left[-\frac{\left(\frac{z - R_S a_1 - A_b a_2}{R_S b_1 + A_b b_2}\right)^2}{\varepsilon_{\alpha}^2}\right] = \exp\left[-\frac{\left(\frac{z - 3 \cdot 10^6 - 365 \cdot 10^6 \cdot 8 \cdot 10^{-4} -}{365 \cdot 10^6 \cdot 0.93 \cdot 10^{-4} +}\right)^2}{2.14^2}\right] = e^{-0.8} = 0.45$$

Так как $z = R_S \cdot a_1 + A_b \cdot a_2 =$

$$= 365 \cdot 10^6 \cdot 8 \cdot 10^{-4} + 0.4 \cdot 0.4 \cdot 15 \cdot 10^6 =$$

$N_{lim} = 3 \cdot 10^6 \text{ Н}$, то по (5) возможность не разрушения составит $P = 0.45$ или 45%.

Возможность разрушения по(6) $\bar{P} = 1$.

Полученная таким расчетом информация о расчетной надежности колонны окажет помощь в принятии того или иного решения, например, о безопасности её эксплуатации, о необходимости усиления и т. п.

Библиографический список

1. Уткин В.С., Уткин Л.В. Неразрушающие методы определения несущей способности строительных конструкций: Учеб. пособие. – Вологда: ВоПИ, 1996. – 80 с.
2. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: Учеб. для строит. спец. вузов. – М.: Высш. шк., 1989. – 400 с.
3. Dai K.Y. Parameter estimations of normal fuzzy variables // Fuzzy Sets Syst., - 1993. - №55. - с. 1.79-1.85.
4. Nahmias S. Fuzzy variable. Fuzzy Sets Syst., - 1978. - 1:97 – 110 с.

Л.Б. ПЕРЛАМУТРОВ, инж. (Национальный институт развития РАН)

Проблемы инвестиций в строительной индустрии

Одной из трудных проблем экономики России переходного периода является продолжающийся спад в инвестиционной сфере. Его характерными особенностями следует считать резкое уменьшение объема и эффективности инвестиций, особенно в реальном секторе экономики. По своей динамике инвестиционный кризис опередил спад валового внутреннего продукта (ВВП) и спад производства. За период с 1990 г. по данным Госкомстата [1], капитальные вложения снизились примерно на 77%, в то время как объем промышленного производства уменьшился на 57%, продукции сельского хозяйства — на 35%, ВВП — на 42%.

Наибольший спад во время реформ произошел в отраслях инвестиционного комплекса, к которым относятся машиностроение, строительство и промышленность строительных материалов. Именно эти отрасли определяют возможность структурных сдвигов в экономике в целом, создают основу для развития всей промышленности. Каковы же причины столь негативных процессов в инвестиционной сфере в целом и в строительной индустрии в частности?

Уже к 1990 г. в народном хозяйстве сложилась неблагоприятная ситуация по целому ряду показателей. Значительно увеличилась изношенность основных производственных фондов (ОПФ). Эта проблема стала особенно острой в строительной индустрии, где степень износа ОПФ (удельный вес суммы начисленной амортизации за предшествующие годы в общей стоимости фондов на конец года) к 1990 г. достигла 54 пунктов, в то время как по промышленности в целом этот показатель был равен 40. Вообще, к началу 90-х годов срок службы основных производственных фондов в СССР составлял 46,2 года [2], что является чрезмерно высоким показателем. Следствием вышеприведенных тенденций явилось увеличение затрат на ремонт фондов, которое за период 1980–1988 гг. превысило 40%. К 1988 г.

доля затрат на ремонт в годовом объеме капиталовложений составляла уже 26,3%.

Капиталовложения, шедшие на обновление основных производственных фондов, далеко не всегда доходили до адресатов. За 1987–1989 гг. капиталотдача снизилась на 15%. Если в 1985 г. разница между капиталовложениями и вводом ОПФ составляла 5,5 млрд.р., то в 1989 г. этот показатель достиг величины 30,3 млрд.р. Вызвано это кризисом, возникшим во второй половине 80-х годов в строительном комплексе, когда огромные деньги уходили в “незавершенку”. Во многом это было связано с несбалансированностью программ строитель-

старше 20 лет. Положение в стройиндустрии является ярким примером существующего положения вещей. Состояние основных фондов в промышленности строительных материалов показано в табл. 1 [3].

Кроме того, в результате спада производства его объем упал в два раза, а количество основных фондов промышленности осталось практически на прежнем уровне. Следствием этого стало уменьшение загрузки существующих мощностей с 83% в 1990 г. до 41% в 1996 г., что повлекло за собой дополнительные затраты, составляющие на данный момент около 30–40% чистой прибыли реального сектора. Сказанное можно проиллю-

Таблица 1

Показатели	1970	1980	1985	1990	1994	1995	1996
Износ основных фондов, %	24,7	34,5	40,7	42,1	43,3	46,5	49,2
Ввод в действие основных фондов, %	9,3	5,7	3,9	5,4	1,1	0,9	0,8
Выбытие основных фондов, %	3,2	2,6	2,0	3,3	3,0	2,4	1,7

ства с материально-техническими, финансовыми и трудовыми ресурсами, отсталой проектной базой, отсутствием экономической заинтересованности у строителей.

Начавшиеся в конце 1991 г. реформы только усугубили названные проблемы. Основные производственные фонды, уже находившиеся в изношенном состоянии, стали еще хуже качественно. За период 1990–1996 гг. ежегодные темпы ввода в действие ОПФ сократились примерно в 5 раз, а коэффициент их обновления снизился с 5 до 1,5%. Износ основных фондов в промышленности составил 50–60%, на транспорте и связи — более 40%, в сельском хозяйстве и строительстве — около 40%. Средний возраст активной части основного капитала в российской промышленности вырос с 11 лет в 1990 г. до 15 лет в 1996 г., при этом почти четверть оборудования

трировать на примере данных Госкомстата [3] об использовании мощностей промышленных предприятий по производству строительных материалов (табл. 2).

Одной из причин, обусловивших неудовлетворительное положение в инвестиционном комплексе экономики, являются высокие производственные затраты. К началу реформ они уже были критически высоки, а затем дополнительно выросли. Материало-

Таблица 2

Стройматериалы	1980	1990	1996
Цемент, %	91	93	36
Древесно-стружечная плита, %	81	92	28
Сборные железобетонные конструкции и изделия, %	79	78	24

Наименование продукции	1980	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996
Цемент, млн. т	75,8	83,0	77,5	61,7	49,9	37,2	36,5	27,8
Сборные железобетонные конструкции и изделия, млн. м ³	64,8	79,4	75,1	58,6	50,4	33,0	28,1	20,0
Кирпич, млрд. шт.	23,0	24,5	23,7	21,7	19,0	14,7	13,9	10,9
Стеновые крупные бетонные и силикатные блоки (включая бетонные блоки стен подвалов), млн. шт.	4514	6734	7598	6170	5034	3053	2424	1650
Мягкие кровельные материалы, изол, млн. м ²	937	1075	1024	810	617	475	416	322

кость российского производства в 2...2,5 раза выше, чем в развитых странах [4], производительность труда ниже в 3...5 раз, в том числе в промышленности — в 2,5...4,5 раза. При этом за годы реформ производительность труда в сфере материального производства упала более чем на 40%, в том числе в промышленности — на 30%. Темпы падения фондоотдачи в 1991—1996 гг. составили 10% в год. В чем причина этих явлений?

Произошел разрыв существовавших прежде внешних и внутренних хозяйственных связей, чему в значительной степени способствовал распад таких мощных структур, как СССР и СЭВ. Эти пагубные для российских предприятий явления пришлись как раз на период начала реформ. Другой немаловажной причиной стал развал планового хозяйства, который повлек за собой разрушение хозяйственных связей между предприятиями. В условиях ломки ранее наработанных связей особенно ярко проявилась нерациональность размещения и развития отраслей материального производства, заложенная в процессе регионального и отраслевого планирования. Нахождение ресурсоемких производств в регионах, не имеющих для этого необходимых возможностей и потребностей, при отсутствии развитой инфраструктуры значительно увеличило затратность хозяйствования.

В ходе реформ предприятия, получившие свободу в самоуправлении, использовали ее главным образом не для обновления производства, совершенствования технологий, перестройки хозяйственных связей, а только в целях повышения цен. Следствием этого процесса стало поднятие цен по технологической цепочке, чему немало способствовал сохранившийся мо-

Таблица 3

Стройматериалы	Удельный вес транспортных расходов в цене приобретения, %
Бетон товарный	8,7–9,2
Раствор товарный	11,6–12,7
Кирпич керамический	8,6–12,0
Щебень	32,8–41,3
Песок (строительный)	23,1–31,1
Гравий керамзитовый	10,2–17,8
Стальные конструкции	5,8–9,5
Цемент	13,9–17,7

нополизм в топливно-энергетических отраслях и на транспорте. Например, за годы реформ транспортные тарифы росли с опережением в 1,2...1,5 раза по отношению к другим товарам [5]. Данные табл. 3 свидетельствуют о том, что транспортная составляющая в отпускной цене ряда строительных материалов достигла чуть ли не трети ее величины, тогда как ранее она, как правило, не превышала 5%.

Одной из наиглавнейших причин высокой затратности как промышленности, так и строительного комплекса является низкая технологичность производства. Технологии в строительной индустрии застыли на уровне начала 60-х годов. Отдельные прорывы (в трубопроводном и гидротехническом строительстве; освоении подземных пространств и др.) достигались благодаря концентрации на стройках высокопроизводительной зарубежной техники. В промышленности стройматериалов использование современных ресурсосберегающих технологий не только не увеличивается, но даже уменьшается. Например, удельный вес производства цемента из клинкера, полученного по энергосберегающим технологиям, в общем объеме производства цемента упал с 18,2% в 1991 г. до 14,3% в 1996 г. [3]. В 1997 г. произведено 2,8 млн.т. цемента по энергосберегающему “сухому” способу, что составляет 88,1% от уровня 1996 г. В общем выпуске доля такого цемента составила 10,4% против 11,4% в 1996 г.

И все же основной причиной кризиса в строительной индустрии и во всем инвестиционном комплексе явилось снижение платежеспособного спроса на продукцию этих отраслей из-за финансовой нестабильности, усиления кризиса неплатежей, уменьшения государственного заказа на со-

ответствующую продукцию. Сохраняется тенденция переключения капитальных вложений из строительного комплекса, машиностроения и сельского хозяйства в экспортно-ориентированные сырьевые отрасли. Это подрывает экономику всей страны и отрицательно сказывается, в частности, на состоянии предприятий строительной индустрии.

Уменьшившийся с 1990 г. на две трети объем подрядных работ вызвал значительное сокращение производства строительных материалов. Проблема неплатежей стоит в строительстве как нигде остро. Просроченная задолженность заказчиков за выполненные подрядные работы достигла к 1 декабря 1997 г. 49,1 триллионов р. Следствием этого становится задолженность строительных организаций перед поставщиками. Действующее законодательство не в силах обеспечить выполнение заказчиками взятых обязательств.

Как же повлияло такое положение вещей на состояние дел в стройиндустрии? Проследим динамику развития промышленности стройматериалов с 1990 г. по 1996 г. Объем продукции упал на 63%, численность промышленно-производственного персонала снизилась почти в полтора раза, повышение затрат на один рубль продукции составило 18%, уровень рентабельности упал с 26,7% до 8%. Динамика производства основных видов продукции промышленности стройматериалов показана в табл. 4 [3].

Сложившаяся в инвестиционной сфере в целом и в строительной индустрии в частности критическая ситуация резко осложняет экономическое и социальное развитие, ухудшает возможности выхода из кризиса. При сохранении приведенных тенденций трудно рассчитывать на выход эконо-

мики из кризиса в ближайшем будущем. Но все ли так безнадежно?

Применительно к промышленности строительных материалов в первую очередь надо отметить, что кризис в ней не достиг таких размеров, как в машиностроении, строительстве или в сельском хозяйстве. Более того, в 1996–1997 гг. отмечаются тенденции роста производства в отрасли. Во многом это может быть связано с тем, что в строительной индустрии практически отсутствует монополизм. Удельный вес предприятий монополистов в общем объеме производства составляет около 1,5%, что сравнимо только с показателями легкой и пищевой промышленности. Иными словами, конкуренция на рынке стройматериалов одна из самых высоких по народному хозяйству в целом. После долгого периода спада начала 90-х годов растет ввод новых объектов стройиндустрии. За 1996 г. в России введены в строй мощности по производству более 61 тыс. м³ сборных железобетонных конструкций и изделий в Москве, Московской и Волгоградской областях, асбестоцементных листов на 113 млн. усл. плиток в Красноярском крае, 150

тыс. м³ щебня в Мурманской области, 12,3 млн. шт. усл. кирпича в Рязанской и Ростовской областях. Кроме того, следует отметить значительное увеличение производства стройматериалов, произошедшее в Москве за последние два года. Например, по сборным железобетонным конструкциям и изделиям достигнут рост производства на 47,6%. Такие показатели на фоне общероссийской статистики можно объяснить продуманной городской политикой в области инвестиций и строительства.

В качестве мер, способных на федеральном уровне улучшить положение в стройиндустрии, можно привести следующие:

- решение проблем неплатежей;
- решение проблем естественных монополий;
- налоговая реформа, стимулирующая производителей, особенно в инвестиционном комплексе экономики;
- принятие федеральных законов в области инвестиционной деятельности и капитального строительства, например, об ипотеке, о гарантиях сбережений, направляемых в строительство;

установление государственной системы контроля за целевым использованием амортизационных отчислений;

создание постоянной федеральной и региональной информационной базы в сфере материально-технического обеспечения строительства.

Без регулирующего и целенаправленного вмешательства государства в сферу инвестиционно-строительной деятельности вряд ли можно решить существующие острейшие проблемы строительной индустрии и всего народного хозяйства.

Библиографический список

1. Проблемы воспроизводства и экономическая реформа. Часть 2/Науч. ред. Б.М. Рудзинский. — М.: Институт экономики РАН, 1990 — 182 с.
2. Госкомстат СССР, пресс-выпуск № 110, 30.03.89.
3. Российский статистический ежегодник. — М., 1997. Госкомстат РФ.
4. Орешкин В.А. Проблемы и перспективы развития внешнеэкономических связей России//Проблемы общественного развития — 1998. — № 1 — с. 42.
5. Экономические реформы в России (итоги, перспективы)/Отв. ред. В.П. Логинов. — М.: Институт экономики РАН, 1997. — 240 с.

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

Д.А. КОРШУНОВ, канд. техн. наук (ЦНИИСК, Киев)

Об актуальных вопросах теории железобетона*

При обсуждении задач и путей развития теории железобетона представляется целесообразным дифференцированный подход и раздельное рассмотрение отдельных составляющих науки о железобетоне, которая включает:

теорию, т.е. систему руководящих идей о железобетоне, полученную в результате логического обобщения опыта, практики и отражающую объективные закономерности. При этом в сравнении с данными опыта теория представляет новое, более обобщенное знание, выража-

ющее результат активного проникновения в объективную реальность с помощью абстрактного мышления;

эксперимент, понимаемый как научно поставленный опыт, наблюдение изучаемого явления в точно исследуемых условиях, позволяющих следить за ходом явления и воспроизводить его при повторении этих условий. Эксперимент, наряду с наблюдением, математической обработкой и др., играет роль одного из способов исследования;

практические правила для воспроизведения (проектирования, возведения) железобетонных конструкций, заранее изученных теоретически и экспериментально, представленные в виде упрощенного расчетного аппарата и системы дополнительных требований

и указаний (например, нормы проектирования).

Очевидно, что теория железобетона является составной частью строительной механики сооружений, в которой должны находить отражение характерные особенности железобетона как реального материала. Поэтому в теории железобетона весьма заманчиво использовать детально разработанный и привычный исследователям и инженерам аппарат классической строительной механики без принципиальных изменений всего комплекса принятых в нем предположений. От некоторых из них ранее пришлось по ряду причин отказаться, но теперь настало время снова рассмотреть возможность их использования.

Во-первых, это - так называемая гипотеза "плоских сечений".

* Эта статья предназначалась для участия в дискуссии по теории железобетона, развернутой журналом в конце 70-х гг., но тогда опубликована не была. Между тем ряд ее положений не утратил актуальности. - *Прим. ред.*

Вопрос о соответствии (или несоответствии) ей деформированного состояния сечений (особенно с трещинами) пока детально не изучен. Возможно, что это связано с отсутствием методики, которая позволяла бы сравнить сечения разных размеров, находящиеся в различном деформированном состоянии. Такое исследование можно проводить с использованием относительных значений ε_0 и ε_n на относительном расстоянии y/h_c или y/h_p от нейтральной оси (рис. 1), где обозначены: ε_0 - опытное значение продольной деформации; ε_n - вычисленное ее значение при линейной аппроксимации опытной эпюры деформаций в сечении; h_c и h_p - высота сжатой и растянутой зоны сечения соответственно.

Наиболее заманчиво показать факт линейного деформирования в сечении с трещиной. При этом, конечно, нужно учитывать характерные особенности таких сечений: возможные аномалии деформаций вблизи устья трещины, заметную разницу деформаций арматуры и наружной поверхности бетона.

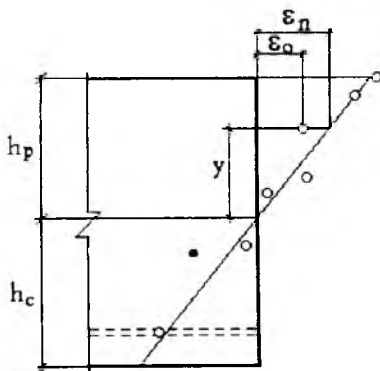


Рис. 1. Прямолинейная аппроксимация опытных значений деформаций по высоте железобетонного сечения

Нужно также помнить, что такой анализ имеет статистическую основу и результаты его описывают деформации отдельных сечений лишь с некоторой степенью вероятности.

Ряд исследователей склоняются к мнению о том, что гипотеза плоских сечений удовлетворяется только для деформаций, осредненных по длине участка между соседними трещинами. Такой подход вносит, однако, определенное затруднение: полученные средние деформации не будут, вообще говоря, соответствовать условиям равновесия, которые можно четко

записать только для сечения с трещиной.

В принципе не исключена также практическая возможность учета деформации по высоте и ширине сечения путем введения между его "слоями" связей, деформирующихся под действием сдвигающих усилий. Однако есть основания ожидать, что такое усложнение аналитической модели для многих практически важных исследований не потребуются.

Во всяком случае отказ от гипотезы "плоских сечений" вынуждает отказаться и от всего аппарата сопротивления материалов, что весьма нежелательно. Поэтому исследователи все чаще возвращаются к ее использованию.

Во-вторых, это - использование определенного закона деформирования материалов (бетона и стали). Возврат к применению закона Гука был бы, конечно, шагом назад. Но в принципе ничто не мешает применять аппарат сопротивления материалов и при другой (отличной от прямолинейной) зависимости между напряжениями и деформациями - использование, например, упругопластичной модели вполне освоено.

Для теоретических исследований желательно использовать законы деформирования материалов, более близкие к реальным. Современная вычислительная техника вполне это допускает. Правда, характеристики законов деформирования бетона и арматуры в различных условиях пока еще достоверно не известны (впрочем, некоторые обобщенные данные приведены в расчетных рекомендациях ФИП-ЕКБ, 1970 г.). Но это не является препятствием для создания и отработки аналитических моделей железобетонных сечений; сама же такая работа стимулировала бы исследования для изучения этих характеристик.

Непосредственно к предыдущему примыкает и третий вопрос - о критерии разрушения материала (пока его можно рассматривать, оставаясь на простейших позициях).

Как правило, признаком разрушения считают достижение напряжениями предельных значений (в данном случае не важно: допускаемых напряжений или расчетных сопротивлений). И расчет сечения ведут соответственно - "в напряжениях". Это было вполне приемлемо при использовании закона Гука, но

вносит большие затруднения, когда используются близкие к реальным законы деформирования материала. Ведь в последнем случае уже нет однозначного соответствия между напряжениями и деформациями (рис. 2). Так что становится целесообразным отдать приоритет расчету "в деформациях". И критерием разрушения станет достижение деформациями материала предельного значения.

Значения предельных деформаций сегодня тоже не известны с достаточной достоверностью (хотя и они в первом приближении приведены в рекомендациях ФИП-

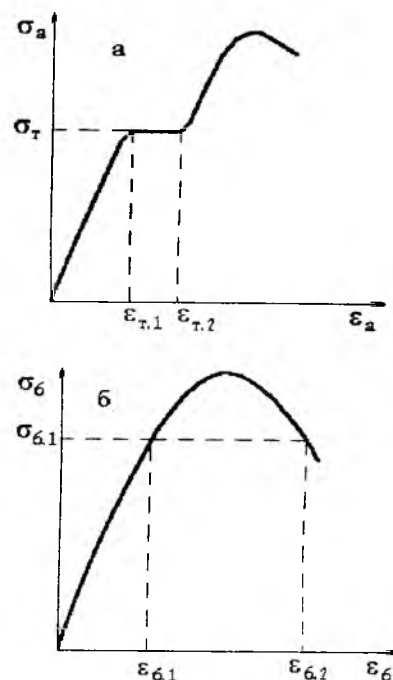


Рис. 2. Диаграмма $\sigma - \varepsilon$

а - для мягкой стали; б - для бетона

ЕКБ). Но и это не является препятствием для создания и отработки аналитических моделей. Одновременно будут изучаться и вопросы прочности бетона.

Наконец, в-четвертых, следует обратить внимание на условие совместности деформаций. Оно широко используется при статических расчетах железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии, когда можно определить деформации (кривизну и относительное удлинение) элементов. Причем нелинейный закон деформирования железобетона не создает непреодолимых трудностей. При решении указанных выше трех вопросов

такой подход можно использовать вплоть до разрушения конструкции.

Таким образом, нет принципиальных препятствий для того, чтобы в качестве системы руководящих идей о железобетоне принять классическую строительную механику - но, конечно, на новом, более высоком уровне: имеется в виду учет физической (а при необходимости и геометрической) нелинейности исследуемых конструкций. Накопленный научный опыт не противоречит такому решению, которое открывает широкие возможности теоретического исследования железобетонных конструкций и их элементов.

Прежде всего появляется возможность определять напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента на всех стадиях его работы вплоть до разрушения. Для этого решения можно, например, использовать модель сечения с "послойным" определением напряжений и деформаций материала путем итераций (естественно, что аналогичный подход применим и для сечений, нагруженных относительно двух плоскостей). Таким путем можно будет впервые получить теоретические решения ряда актуальных задач, в частности:

- о нижней и верхней границах армирования;

- о прочности сжатых с малым эксцентриситетом и переармированных элементов;

- об определении деформаций арматуры в сечении с трещиной;

- о высоте сжатой зоны бетона и характере ее работы, что открывает возможности для расчета Q_6 и т. п.

Полученные данные о работе сечений позволяют провести анализ перемещений и распределения нагрузок между элементами статически неопределимой конструкции на всех стадиях ее работы вплоть до разрушения без ограничений на вид последнего. Для этого можно разбить элементы конструкции на ряд участков по длине и считать, что в пределах каждого такого участка деформативные характеристики постоянны и значения их соответствуют полученным на предыдущем этапе расчета. Уменьшая длину таких участков и увеличивая количество циклов расчета можно получить решение с любой наперед заданной точностью. Таким образом создается модель целой конструкции.

Приведенные примеры не яв-

ляются умозрительными. Напротив, все они в большей или меньшей мере проработаны отдельными исследователями. Причем число таких исследований все время увеличивается. Они стали привычными и обычно не вызывают возражений. Эти исследования подтверждают перспективность рассматриваемого направления и весьма полезны для отработки техники создания и использования математических моделей.

Вместе с тем нелишне задаться вопросом о целесообразности совершенствования и развития теории железобетона. Ведь такая работа требует затрат, которые должны окупиться.

Было бы неправильным ожидать, что развитие теории железобетона приведет к значительному изменению размеров конструкций и расхода на них материалов. Известно, что в большинстве случаев расчет по действующим нормам дает достаточно достоверные результаты. Кроме того, массовые конструкции подробно изучены экспериментально и весьма эффективны. Некоторую экономию можно получить от уточнения распределения нагрузок между элементами сооружения. Но эта возможность ограничена высокой степенью унификации габаритных схем, нагрузок и конструкций. Мало того, действительная эффективность определяется не только и, пожалуй, не столько расходом материалов, но в значительной мере технологичностью и эксплуатационной надежностью конструкций.

По-видимому, в конкретном плане развитие теории железобетона должно проявиться через нормы проектирования. Ряд положений современных норм основан на весьма условных предпосылках, на эмпирических данных, что лишает расчетный аппарат логичности и наглядности. Между тем, совсем не безразлично - может проектировщик разобраться в существе применяемых им расчетных формул или не может. В последнем случае повышается вероятность принятия ошибочных решений, т.е. снижается качество проектирования.

До сих пор еще многие закономерности работы элементов и конструкций приходится изучать опытным путем, по результатам многочисленных испытаний, в которых варьируются прочность бетона, класс стали, процент армиро-

вания и т.п. Развитие теории железобетона позволит поручить эту работу ЭВМ.

Условность расчетных зависимостей требует совершенно четкого установления рамок их возможного применения. Обычно эти рамки определяются приближенно на основе достаточно ограниченного эксперимента. Создание и использование теоретических (математических) моделей открывает непривычно широкие возможности проведения математического эксперимента на ЭВМ; можно заранее определить главные особенности и условия, которым целесообразно уделить основное внимание.

Следовательно, в обозримом будущем основной выигрыш от развития теории железобетона должен прежде всего проявиться в повышении эффективности труда исследователей. Наличие достаточно совершенных и хорошо освоенных теоретических моделей неминуемо повысит уровень расчетно-теоретического обоснования при проектировании типовых конструкций, предназначенных для массового применения. Вместе с тем известно, что совершенствование теории всегда имеет далеко идущие положительные последствия, предусмотреть и оценить которые вначале затруднительно.

Таким образом, в настоящее время, при наличии мощной вычислительной техники стало возможным и практически целесообразным дальнейшее развитие теории железобетона на базе основных предпосылок классической строительной механики с учетом нелинейной связи между напряжениями и деформациями для бетона и арматуры, с использованием предельной деформативности материалов для формулировки условий прочности.

На основе сложившихся представлений следует создать и сделать доступными для повседневного использования исследователями аналитические модели конструкций и их элементов. Отсутствие исходных данных (детальные зависимости "напряжения-деформации" и т.п.) не служит препятствием, т.к. при решении многих задач достаточны и приближенные значения. Исследование же таких моделей позволит выявить номенклатуру недостающих сведений и стимулирует соответствующие исследования для их получения.

О достоверности результатов испытаний бетона на морозостойкость

После введения нового ГОСТ 10060-95 [1] в печати началась дискуссия о методах испытаний бетона на морозостойкость [2]. В первую очередь речь идет о достоверности результатов испытаний, о статистическом подходе к оценке результатов измерений. В практике испытаний бетона на морозостойкость статистические методы применяются достаточно редко и, хотя разными исследователями получен большой экспериментальный материал, он не обработан статистически. В отчетах и докладах приводятся средние результаты испытаний серии образцов, тогда как значения показателей для отдельных образцов, величина среднего квадратического отклонения и коэффициента вариации обычно не приводятся.

На основе анализа небольшого экспериментального материала А.М. Подвальный [2] сделал вывод о принципиальной непригодности существующих методов определения морозостойкости. Основанием для такого вывода явилось утверждение, что установленный в стандарте критерий снижения прочности, равный 5%, слишком мал, а коэффициенты вариации прочности при определении морозостойкости бетона велики настолько, что для получения достоверных данных необходимо многократно увеличить объем испытаний.

Прежде всего оценим пригодность критерия — снижение прочности бетона на 5%. Предположим, имеются две серии образцов бетона из одного замеса, предназначенных для испытаний на морозостойкость. Число образцов в каждой серии равно n . При определении средней прочности бетона получены значения \bar{R}_1 и \bar{R}_2 . Среднее \bar{R}_1 и \bar{R}_2 — нормально распределенные случайные величины с параметрами распределения

$$\begin{aligned} M\bar{R}_1 &= M\bar{R}_2 = m, \\ D\bar{R}_1 &= D\bar{R}_2 = \sigma^2 / n. \end{aligned}$$

Для оценки вероятности того, что при испытании второй серии значение \bar{R}_2 выйдет за пределы допускаемого стандартом снижения прочности по отношению к \bar{R}_1 , рассмотрим случайную величину $\delta = \bar{R}_2 - \bar{R}_1$. На основании свойств линейности нормального распределения случайная величина δ также имеет нормальное распределение с параметрами [3]

$$\begin{aligned} M\delta &= M\bar{R}_1 - M\bar{R}_2 = 0, \\ D\delta &= D\bar{R}_1 + D\bar{R}_2 = 2\sigma^2 / n, \end{aligned}$$

а вероятность того, что случайная величина δ превысит предельно допускаемое снижение прочности бетона β , может быть определена по формуле

$$P(\delta \geq \beta) = P(\delta \leq -\beta) = 1 - \Phi\left[\beta\sqrt{n/2} / \sigma\right],$$

где Φ — функция Лапласа относительного аргумента $\beta\sqrt{n/2} / \sigma$.

Результаты расчета вероятности $P(\delta \geq \beta)$ для различных значений средних относительных квадратических отклонений σ и критериев морозостойкости β приведены в табл. 1. Число образцов в серии принято равным 6.

Результаты расчета показывают, что при 5%-ном критерии, установленном ГОСТ 10060-95, бетон, имеющий

Таблица 1

Коэффициент вариации	$P(\delta \geq \beta)$ при β равном		
	0,05	0,10	0,15
0,05	0,042	0,0003	0,000
0,07	0,108	0,007	0,0001
0,09	0,169	0,027	0,002
0,12	0,236	0,075	0,015

коэффициент вариации прочности 9...12%, даже при отсутствии действительного изменения прочности от замораживания и оттаивания с вероятностью около 20% может быть признан неморозостойким. С такой же вероятностью неморозостойкий бетон может быть признан морозостойким.

Попробуем разобраться в вопросе о величине коэффициента вариации на основе имеющихся экспериментальных данных. Предварительно проанализируем данные, представленные в работе [2]. В первую очередь отметим, что большие коэффициенты вариации, достигающие 25...50%, установлены в образцах, которые в процессе испытаний утратили значительную часть (20...70%) первоначальной прочности. Приведенные в [2] коэффициенты вариации относятся в основном к образцам, не выдержавшим испытаний. Из представленных данных установить среднюю величину коэффициента вариации прочности у образцов, выдержавших испытания, не представляется возможным, поскольку таковыми являются лишь образцы из одного состава бетона. То же относится к цитируемым в работе [2] данным из книги Н.А. Мошанского [4]. Принимая во внимание то, что образцы, показавшие большое снижение прочности (в ГОСТ 10060 более чем на 5%), снимаются с испытаний при рассмотрении вопроса о достоверности результатов, следует учитывать лишь данные для образцов, выдержавших испытания. Исключив из рассмотрения образцы, не выдержавшие испытаний, мы в статье [2] практически не имеем данных для подтверждения или опровержения гипотезы Подвального о больших коэффициентах вариации прочности бетона, подвергнувшегося замораживанию и оттаиванию.

В нашей работе величину коэффициента вариации прочности бетона после испытаний на морозостойкость определяли на двух массивах данных. Анализируемые результаты были получены 26 ЦНИИ МО РФ (38 составов бетона) и НИИЖБом (106 составов бетона). Испытания были выполнены по третьему методу ГОСТ 10060. Дан-

ные НИИЖБа получены при испытании бетонных образцов, изготовленных в различных организациях; данные 26 ЦНИИ МО РФ — для образцов, изготовленных в институте.

В соответствии с правилами статистической обработки экспериментальных результатов [5] в каждой серии была выполнена проверка наибольших и наименьших значений по t -критерию, и выпадающие результаты отброшены. Критерий неприятия резко выделяющихся значений принят по [5]

$$(R_{N-1} - \bar{R}) > t_{\beta} \cdot S,$$

где R_{N-1} — проверяемое значение; \bar{R} — среднее арифметическое значение прочности; t_{β} — табулированная величина (табл. 8 в [5]); S — среднее квадратическое отклонение значения прочности.

Доверительный интервал коэффициента вариации определяли по методике [5]

$$\bar{X} - t_{\beta} \cdot S_x / (N-1)^{0,5} < MX < \bar{X} + t_{\beta} \cdot S_x / (N-1)^{0,5},$$

где S_x — среднее квадратическое отклонение коэффициента вариации; N — объем выборки; \bar{X} — среднее арифметическое значение коэффициента вариации; t_{β} — табулированная величина (приложение VII в [5]) при вероятности $\beta = 0,95$ и числе степеней свободы равно $N-1$; MX — математическое ожидание коэффициента вариации.

При обработке данных было установлено, что при трех параллельных образцах выпадающие по t -критерию результаты встречаются достаточно редко. Это связано с большими значениями t для малых выборок. Метод отбраковки результатов практически не работает. При шести параллельных образцах, используя указанный метод, выпадающие значения выявляют значительно чаще. Результаты расчетов приведены в табл. 2.

Средние значения коэффициентов вариации контрольных образцов и основных образцов, у которых снижение прочности было не более 10%, не превосходят 10%. При отбрасывании результатов испытаний образцов, у которых коэффициент вариации прочности контрольных образцов превосходит 9%, коэффициент вариации прочности основных образцов сильно уменьшается.

Из табл. 2 видно, что коэффициент вариации прочности при снижении ее до 10% в результате испытаний изменился мало; при этом средние значения коэффициентов вариации не превосходят 10%. При уменьшении прочности более чем на 10% величина коэффициента вариации несколько возрастает. Тенденция к уменьшению однородности бетона с увеличением потери прочности наблюдается и в результатах, приведенных в ASTM C666-92 [6]. В табл. 2 и 3 этого стандарта приведены данные о средней величине фактора долговечности и стандартном отклонении для бетона в различных стадиях разрушения при испытании на морозостойкость. Под фактором долговечности в стандарте принимают отношение величины динамического модуля упругости после замораживания и оттаивания образцов к величине динамического модуля упругости бетона до замораживания. Расчетом коэффициентов вариации по этим данным получены следующие результаты.

Коэффициенты вариации фактора долговечности при малой степени повреждения бетона (значения фактора долговечности 95 и 90%) составляют величину соответственно не более 2,4 и 5,5% и с увеличением степени повреждения возрастают до 17...23,5%, затем вновь наблюдается уменьшение коэффициентов вариации. Как видим, контроль

Серии образцов	Статистические показатели		
	n	\bar{X}	Доверительный интервал с 95%-ной вероятностью

Испытания НИИЖБ

Все серии контрольных образцов	105	9,99	$8,58 \leq MX \leq 11,39$
Все серии основных образцов при снижении прочности			
не более 5%	108	9,23	$8,12 \leq MX \leq 10,33$
от 5 до 10%	29	8,30	$5,80 \leq MX \leq 10,80$
от 10 до 15%	25	10,75	$7,87 \leq MX \leq 13,62$
от 15% до 25%	42	10,54	
Серии контрольных образцов, имеющие коэффициент вариации не более 9%	56	5,07	$4,64 \leq MX \leq 5,52$
Серии основных образцов при снижении прочности			
не более 5%	38	6,81	$5,38 \leq MX \leq 8,24$
от 5 до 10%	12	6,21	$2,68 \leq MX \leq 9,72$
от 10 до 15%	14	8,25	$5,01 \leq MX \leq 11,49$
от 15 до 25%	25	8,12	$6,07 \leq MX \leq 10,16$

Испытания 26 ЦНИИ МО РФ

Все серии контрольных образцов	38	8,1	$6,5 \leq MX \leq 9,7$
Все серии основных образцов при снижении прочности			
не более 5%	44	4,9	$3,9 \leq MX \leq 5,9$
от 5 до 10%	16	7,9	$5,9 \leq MX \leq 9,9$
от 10 до 15%	16	8,6	$7,5 \leq MX \leq 10,1$
от 15 до 25%	16	12,3	$9,1 \leq MX \leq 15,6$

состояния образцов неразрушающим методом снижает разброс результатов.

Повышение однородности результатов может быть достигнуто, если на стадии испытаний контрольных образцов (до замораживания и оттаивания) произвести отбраковку образцов. Например, к испытаниям допускать лишь серии образцов, которые имеют коэффициент вариации прочности не более 9%. Основанием для этого могут быть повышенные требования к бетону, который по проекту должен иметь высокую морозостойкость, аналогично тому, как бетон конструкций высшей категории качества не должен иметь коэффициент вариации прочности более 9% (п. 7.3 ГОСТ 13015.0-83). Такое требование не представляется чрезмерным. По данным Ю.Г.Хаютина [7], значение внутризамесного коэффициента вариации прочности, как правило, составляет 3...7%. Выполненный 26 ЦНИИ МО РФ анализ данных контроля прочности бетона, который осуществлялся тремя лабораториями при устройстве аэродромных покрытий, дал следующие величины коэффициента вариации: 6,2, 6,7 и 9,1%.

Рассмотрим теперь, при каких условиях обеспечивается достоверность результатов испытаний бетона на морозостойкость. При этом будем полагать, что коэффициент вариации прочности бетона контрольных образцов не превышает 9% и уменьшение однородности прочности бетона в процессе испытаний не происходит.

Требуемое число образцов n , при котором с заданной достоверностью случайная величина δ не выходит за кри-

Таблица 3

Коэффициент вариации, %	Доверительная вероятность	Необходимое число образцов, шт., при допуске снижении прочности бетона, %		
		5	10	15
5	0,90	6	2	1
	0,95	8	2	1
7	0,90	11	3	2
	0,95	15	4	2
9	0,90	18	5	2
	0,95	25	6	3

териальные границы ($|\delta| < \beta$), определяется по формуле $n \geq 2u_p^2 \sigma^2 / \beta^2$, где u_p — квантиль нормального распределения при доверительной вероятности p .

В табл. 3 приведены минимальные значения n , обеспечивающие с заданной достоверностью оценку результатов испытаний бетона на морозостойкость.

Как видим, даже при коэффициенте вариации 5% и принятом ГОСТ 10060-95 числе образцов для определения прочности в каждый срок испытания, равном 6, а также прочностном критерии 5% достоверность оценки морозостойкости бетона не обеспечивается. Из возможных путей повышения достоверности получаемых результатов — дальнейшего увеличения числа образцов, ужесточения требований к однородности бетона по прочности и увеличения прочностного критерия — наиболее приемлемым представляется последний. Если принять предельно допустимое снижение прочности после требуемого числа циклов замораживания и оттаивания равным 10%, то при коэффициенте вариации прочности бетона не более 9% и одновременном испытании 6 образцов обеспечивается 95%-ная достоверность испытаний. В специальных случаях при больших коэффициентах вариации, когда образцы не могут быть изготовлены повторно (например, при испытании образцов, выпиленных из конструкций), число параллельных образцов должно быть увеличено.

При повышении прочностного критерия с 5 до 10% существенного ослабления требований к морозостойкости

бетона, как это предполагается в [2], не произойдет. В свое время при переходе от 25%-ного критерия (ГОСТ 10060-62) к 15%-ному (ГОСТ 10060-76) и от 15%-ного к 5%-ному (ГОСТ 10060-87) долговечность бетонных и железобетонных конструкций не увеличилась. Повышения долговечности бетонных и железобетонных конструкций можно было бы достичь не ужесточением критерия до предельных значений, а повышением проектных марок по морозостойкости, требований к качеству исходных материалов для бетона, его составам и технологии производства работ.

На основании проведенного анализа предлагается:

ограничить величину коэффициента вариации прочности контрольных образцов значением 9%; образцы, не отвечающие этому требованию, к испытанию на морозостойкость не допускать;

критерий (допускаемое снижение прочности бетона после испытаний замораживанием и оттаиванием) установить на уровне 10%.

Дальнейшее повышение надежности результатов станет возможным, если перейти от оценки состояния бетона по прочности на сжатие к оценке его состояния неразрушающими методами — по величине динамического модуля упругости, величине остаточных деформаций.

Библиографический список

1. ГОСТ 10060.2-95. Бетоны. Методы определения морозостойкости.
2. Подвальный А.М. Об испытании бетона на морозостойкость//Бетон и железобетон. — 1996. — № 4, с.26–29, № 5, с.27–29.
3. Пустыльник Е.И. Статистические методы анализа и обработки наблюдений. — М.: Наука, 1968.
4. Мощанский Н.А. Плотность и стойкость бетона. — М.: Стройиздат, 1951.
5. Методика статистической обработки эмпирических данных. РТМ 4462. — М.: Изд. Комитета стандартов, мер и измерительных приборов СМ СССР, 1966.
6. АСТМ C 666-92. Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing.
7. Хаятин Ю.Г. Монолитный бетон. Технология производства работ. — М.: Стройиздат, 1991.

В.А.ПОМАЗКИН, д-р физ.-мат. наук, А.А.МАКАЕВА, канд. техн. наук (Оренбургский государственный ун-т)

Об использовании магнитоактивированной воды для затворения бетонных смесей

Магнитоактивированную воду в технологии строительных материалов применяют достаточно давно [1, 2]. Однако, несмотря на перспективность ее использования, широкого применения в строительных технологиях она не находит. Это объясняется плохой воспроизводимостью результатов, получаемых с помощью выпускаемых

для “омагничивания” воды стандартных аппаратов, не всегда обеспечивающих необходимую степень магнитной активации воды (МАН). Физическая природа происходящих в воде физико-химических изменений при воздействии на нее магнитного поля до настоящего времени не совсем ясна, хотя сам феномен не только до-

стоверно установлен, но и широко используется в технике с 1947 г. [3]. Известно, что существует по крайней мере четыре магнитотропных параметра: напряженность и градиент напряженности МП, скорость перемещения омагничиваемой жидкости и время ее экспозиции в МП. Только вполне определенный набор этих парамет-

ров обеспечивает необходимую степень МАВ. Изменение хотя бы одного из параметров выводит аппарат из оптимального рабочего режима и может не только уменьшить эффективность магнитной активации, но и привести к отрицательному результату. Достаточно сложно контролировать и степень МАВ. Принятая в настоящее время методика контроля степени омагничивания — микросканирование кристаллов накипи [4] — достаточно трудоемка, капризна и позволяет только качественно установить наличие самого феномена омагничивания, не давая его количественных характеристик.

В МНТП «Градиент» разработан аппарат, в котором магнитная обработка воды проводится за один цикл целым набором различных магнетропных параметров [5, 6], и оригинальный способ контроля степени МАВ [7], использование которых позволяют добиваться высокой воспроизводимости результатов магнитной активации. Аппарат и способ защищены патентами Российской Федерации. В лабораториях кафедры технологии строительных материалов и изделий Оренбургского государственного университета и завода КПД ОНГС были проведены исследования изменений прочностных характеристик бетонных образцов и подвижности бетонных смесей, затворенных магнитоактивированной водой [8]. Магнитная обработка воды проводилась лабораторной моделью аппарата Помазкина [5, 6]. Эффективность магнитной обработки контролировались прибором ТЛФП-579/67М с помощью разработанной нами оригинальной методики [7]. Подвижность бетонной смеси измеряли стандартным методом по осадке конуса Абрамса. Прочность определяли на образцах-кубах с ребром 10 см по величине разрушающего усилия на гидравлическом прессе П-125.

В лаборатории ОГУ были проведены прочностные испытания 60 кубов после 7 и 28 сут хранения в нормальных условиях. Состав бетонной смеси (кг/м³): цемент (М400) — 365; песок — 620; щебень — 1230; вода — 160. Количество воды варьировалось с целью получения примерно одинаковой удобоукладываемости бетонной смеси на обычной и омагничиванной воде. Были использованы пять раз-

личных режимов магнитной активации.

Первая серия (1–1) была затворена на неактивированной магнитным полем воде. Водоцементное отношение (В/Ц) составило 0,41. Вторая серия (1–2) затворена водой, активированной до 20% (здесь и далее эффективность активации указывается по отношению времени оседания спецпорошка в активированной и неактивированной воде [7]). Воды взято на 10% меньше, чем для затворения серии 1–1, однако подвижность смеси оказалась выше. Экспериментально удалось установить, что только уменьшение воды еще на 13–15% приводит к выравниванию подвижности бетонных смесей, затворенных на омагничиванной и неомагничиванной воде. Таким образом, в серии 1–2 воды оказалось больше, чем необходимо для обеспечения нужной удобоукладываемости. В/Ц в этой серии — 0,37. Во всех остальных сериях количество воды подбирали таким образом, чтобы подвижность смесей на неомагничиванной и магнитоактивированной воде была одинакова. Третья серия (1–3) затворена на воде, активированной до 32%. Воды взято на 5,7% меньше, чем неомагничиванной, В/Ц=0,39. Четвертая серия (1–4) затворена водой, активированной до 22%. Воды взято на 8,6% меньше, чем неомагничиванной, В/Ц=0,38. Пятая серия (1–5) затворена водой, активированной до эффективности 38,5%. Воды взято тоже на 8,6% меньше, чем неактивированной, В/Ц=0,38. Шестая серия (1–6) затворена водой, обработанной до эффективности 36,7%. Воды взято на 5,7% меньше, чем в серии 1–1, В/Ц=0,39. Результаты прочностных характеристик сведены в табл. 1.

Таким образом, после 7 сут хранения в нормальных условиях прочность кубов, затворенных на магнитоактивированной воде, возросла в среднем на 47%. Если не учитывать результаты серии 1–2, где воды для затворения смеси, как на это уже указывалось, было взято больше необходимого ее количества, то рост прочности в среднем оказался равным 61%. После 28 сут хранения прочность кубов, затворенных на активированной воде, в среднем выше на 24,9%. Без учета серии 1–2 — на 29,6%. Видно, что с увеличением эффективности активации воды прочностные характеристики экспериментальных кубов улучшаются. Так, максимальный эффект, соответствующий наибольшей достигнутой в данном эксперименте степени магнитной активации воды 38,5%, составил после 7 сут хранения — 79,7%, после 28 сут — 48%.

Вторая серия опытов была проведена на базе заводской лаборатории КПД Оренбургнефтегазстроя (ОНГС). Условия и методика эксперимента были такие же, как в первой серии. Смесь для экспериментальных кубов готовили следующего состава (кг/м³): цемент (М500) — 316; щебень — 800; ПГС — 1100; вода — 140.

Для затворения смесей было взято одинаковое количество активированной и обычной воды. Эффективность магнитной активации воды составила 32%. Осадка конуса у смесей на активированной воде была на 50–60% больше, т.е. смесь была значительно более подвижна, чем это требовалось по технологии. При вибрировании смесей эта разница была особенно заметна. После формирования кубов их тепловлажностную обработку проводили в промышленных пропа-

Таблица 1

Серия	Эффективность магнитной обработки, %	7 сут хранения		28 сут хранения	
		Предел прочности при сжатии, кгс/см ²	Статистически достоверное возрастание прочности, %	Предел прочности при сжатии, кгс/см ²	Статистически достоверное возрастание прочности, %
1–1	0	67,0	—	132,5	—
1–2	20	58,87	-12,1	140,62	+6,1
1–3	32	98,12	+46,4	167,50	+26,4
1–4	22	117,50	+75,4	150,62	+13,7
1–5	38,5	120,40	+79,7	196,05	+48,0
1–6	36,7	95,0	+41,8	158,13	+19,3

Таблица 2

Эффективность магнитной обработки, %	Бетон М150		Бетон М200	
	Предел прочности при сжатии, кгс/см ²	Увеличение прочности, %	Предел прочности при сжатии, кгс/см ²	Увеличение прочности, %
0	160,0	—	191,25	—
13	162,72	1,7	198,14	3,6
22,3	174,17	8,9	201,87	17,9

рочных камерах. Вес кубов, затворенных активированной водой, оказался достоверно на 2,3% выше. Прочностные испытания показали, что разрушающее усилие для кубов на обычной воде составило 25850 кг, а на магнитоактивированной — 32931 кг, что на 27,4% выше.

Сравнение первой и второй серии испытаний показывает, что независимо от способа твердения прочность кубов, затворенных на омагниченной воде, выше. Более скромный, по сравнению с первой серией, результат, очевидно, связан с тем, что в заводских испытаниях омагниченной воды было использовано больше, чем это необходимо для обеспечения заданной степени удобоукладываемости.

Чтобы оценить причину неудачного применения для магнитной обработки воды затворения стандартных омагничивающих аппаратов, нами совместно с работниками заводской лаборатории КПД ОНГС проведены испытания 30 экспериментальных кубов, отформованных из бетонных смесей марок 150 и 200. Для затворения смесей использовали три режима: не активированную воду; воду, активированную до эффективности 13% и до 22,3%, т.е. до того уровня, который могут обеспечить стандартные промышленные аппараты типа АМО. Термическую обработку всех образцов в течение 1 сут одновременно проводили в пропарочной камере. Результаты прочностных характеристик испытанных кубов приведены в табл. 2.

Из табл. 2 видно, что активация воды менее, чем до 20%, заметным возрастанием прочности не сопровождается, хотя осадка конуса даже в этом случае была на 20–30% больше. Активация воды до 22% тоже не приводит к получению стабильных результатов, хотя в среднем прочность возрасла на 18%, а коэффициент вариации от образца к образцу достигал

значения более, чем 0,22. Очевидно, для получения стабильных результатов необходима степень МАВ не менее 30%, что, учитывая полиэкстремальный характер зависимости эффективности МАВ от магнитотропных параметров, труднодостижимо с помощью обычных промышленных аппаратов при отсутствии степени контроля МАВ. Отсюда становится понятным достаточно большой процент неудачного применения МАВ для затворения бетонных смесей.

На базе заводской лаборатории КПД ОНГС была проведена еще одна серия экспериментов. Смесь готовили по той же рецептуре, что и во второй серии опытов. Для затворения бетонной смеси использовали следующую воду: неомагниченную и активированную до уровня 32%. На неактивированной воде осадка конуса составляла 0,7 см, у бетонной смеси на активированной воде — 1,6 см, т.е. в обоих случаях смесь была малоподвижна. После формования и выдержки образцы были помещены в пропарочную камеру. Прочностные испытания кубов дали удивительные результаты. Кубы, изготовленные из бетонной смеси на омагниченной воде, имели прочность в 8,9 раза большую, чем у контрольных образцов.

Результаты проведенных исследований позволяют сделать следующие выводы:

1. Применение магнитоактивированной воды позволяет получать изделия, прочность которых может возрасти на 48% и более по сравнению с изделиями, затворенными на обычной воде.

2. Достаточно большой процент неудачного применения омагниченной воды при производстве железобетонных изделий можно объяснить тем, что с помощью обычных, выпускаемых нашей промышленностью, аппаратов при отсутствии надлежащего

контроля степени магнитной активации воды не всегда удавалось достигать необходимого уровня эффективности магнитной активации. Для стабильного получения положительного результата необходимо активировать воду до эффективности не менее 30–35%.

3. Подвижность бетонных смесей, затворенных омагниченной водой, возрастает на 60–120% по сравнению с бетонными смесями, затворенными обычной водой. Следовательно, для затворения смесей необходимо брать омагниченной воды на 15–25% меньше, чем обычной.

4. Применение магнитоактивированной воды ускоряет процесс твердения бетона, что позволит сократить время термообработки железобетонных изделий на 15–20%.

5. Корректировка заводских норм расхода исходных компонентов бетонной смеси позволит экономить до 20% цемента и воды, а также уменьшить продолжительность тепловой обработки изделий на 20–30%.

Библиографический список

1. Михановский Д.С., Леус Э.Л. Применение магнитной обработки воды в производстве бетона. Вопросы теории и практики магнитной обработки воды и водных систем — М.: ЦНИИТЭИ, 1971.
2. Повх И.Л., Совпель В.Б., Бычин Н.А. Магнитная и электролитическая обработка воды при производстве бетона. Вопросы теории и практики магнитной обработки воды и водных систем. — М.: ЦНИИТЭИ, 1971.
3. Классен В.И. Вода и магнит. — М.: Наука, 1971.
4. Аппарат для магнитной обработки воды, Типография № 1 Госкомиздата ЧАССР. — Чебоксары, 1982.
5. Помазкин В.А. Аппарат Помазкина для магнитной обработки жидкостей. — ИЛ № 249–95, ОрЦНТИ, Оренбург, 1995.
6. Помазкин В.А. Оценка работоспособности аппарата Помазкина для магнитной обработки воды. — ИЛ № 251–95, ОрЦНТИ, Оренбург, 1995.
7. Помазкин В.А. Экстресс-анализ физической активации жидкостей. — ИЛ № 250–95, ОрЦНТИ, Оренбург, 1995.
8. Помазкин В.А., Исхакова А.А. (Макаева А.А.) Бетонная смесь на омагниченной воде затворения. Тезисы Всероссийской конференции "Теория и практика применения суперпластификаторов в композиционных строительных материалах" — Пенза, 1993.

Плодотворное сотрудничество

Более двадцати лет продолжается творческое сотрудничество коллективов завода железобетонных изделий № 2 ЗАО “Тоболжелезобетон” г.Тобольска и лаборатории арматуры НИИЖБа. За это время неоднократно менялись названия и подчиненность этих организаций, но их деловые контакты и дружеские отношения не прерывались.

Город Тобольск является жемчужиной Сибири. Этот красивый город удачно расположен на крутом беоегу Иртыша, недалеко от впадения в него реки Тобол. В городе много памятников архитектуры и выдающимся людям, в том числе Ермаку, Менделееву, Ершову, Алябьеву. За десятки километров виден прекрасный белокаменный кремль Тобольска с высокой колокольней Софийско-Успенского собора, построенный по проекту и под руководством замечательного архитектора Семена Ремезова. В городе свято чтут память о ссыльных декабристах, бережно ухаживают на Завальном кладбище за могилами Кюхельбекера, Муравьева, Вольфа и др. В городе есть краеведческий музей, драматический театр, в котором и сейчас с большим успехом периодически ставят сказку своего земляка Ершова “Конек-Горбунок”. В окрестностях города растут хвойные и лиственные леса. О чистом воздухе и здоровом климате Тобольска хорошо сказал С.Ремезов: “Воздух над нами весел и в мирности здоров и человеческому житию потребен”. Жители города очень доброжелательны.

Специалисты НИИЖБа с удовольствием ездят в командировки на завод ЖБИ г.Тобольска и стремятся внести свою лепту в развитие его стройиндустрии и современное градостроительство. Сотрудничество работников Тобольской базы стройиндустрии с НИИЖБом началось во второй половине 70-х годов во время проектирования и строительства этой базы. Проектировщиком последней был Тюменьпромстройпроект, который заложил вблизи строящегося крупнейшего в стране Тобольского нефтехимического комбината (НХК) мощную базу стройиндустрии, состоящую из бетономесительного узла товарного бетона и раствора,

заводов ЖБИ и КПД, централизованного завода арматурных изделий и ряда других малых предприятий.

Для НИИЖБа большой интерес представлял централизованный арматурный завод, состоящий, как и завод ЖБИ, из семи унифицированных пролетов 18х144м. Такой мощный арматурный завод в нашей стране строился впервые. Однако при его проектировании для оснащения было предусмотрено устаревшее оборудование. НИИЖБ предложил Тюменьпромстройпроекту переработать технологическую часть проекта, оснатив арматурный завод самыми современными сварочными машинами и станками. В переработанный проект были заложены три широкосеточные машины АТМС 14х75, три машины МТМ-35 и две машины МТМ-32 для сварки тяжелых сеток из арматуры диаметром до 40 мм, одна машина МТМ 10х35, много узкосеточных машин типа МТМК 3х100, МТ-09, КТР-1001, станков для правки и резки арматуры, станков для гибки и резки стержневой арматуры.

С экономических позиций, на заводе не следовало закладывать так много оборудования. Однако НИИЖБ при поддержке Главтюменьпромстроя и Тоболпромстроя настоял на том, чтобы предусмотреть здесь сварочного оборудования и станков для механической обработки стали примерно в два раза больше необходимого по расчету. Это требование аргументировалось быстрыми темпами развития промышленности данного региона, постоянно растущими потребностями строителей в товарной арматуре, а также недостаточной гарантией качества некоторых образцов нового оборудования, не проверенного в эксплуатационных условиях.

При строительстве арматурного завода в конце 70-х годов рядом организаций неоднократно предпринимались попытки отобрать у него несколько пролетов для содержания автобусного парка, автобазы и т.д. Общими усилиями пришлось отстаивать целостность этого завода.

Сдали в эксплуатацию арматурный завод, заводы ЖБИ и КПД одновременно в начале 80-х годов. Для наладки сварочного оборудования и механических станков были привлечены специалисты КТБ “Стройиндустрия”. После безуспешных попыток пустить в эксплуатацию в течение полугода пришлось демонтировать и исключить из технологических цепочек шесть роторных сварочных машин КТР-1001 Псковского завода тяжелого электросварочного оборудования. Низкопроизводительными и неудобными в работе оказались сварочные машины МТМК 3х100 Ленинградского завода “Электрик”. Остальные станки и машины все были пущены в эксплуатацию.

Однако в первые же месяцы работы между заводами КПД и ЖБИ начались трения из-за недостаточно четкого снабжения их арматурными изделиями. Арматурный завод вынуждены были поделить на два арматурных цеха. Заводу ЖБИ после раздела досталось четыре пролета, один из которых предназначался под склад арматурных изделий и металла. Из оборудования достались машины для сварки тяжелых сеток МТМ-35 и МТМ-32, для сварки легких сеток — машина МТМС 10х35. Первые оказались очень недолговечными, на них неоднократно перегорали трансформаторы, медные соединительные шины и электроды. С помощью НИИЖБа завод ЖБИ установил связи с предприятиями по выпуску сварочного оборудования и периодически переоснащал эти машины запасными частями. Полностью оправдало себя наличие на заводе крупного запаса сварочных машин и другого оборудования.

Завод ЖБИ должен был выпускать большое количество свай. Дуговая электросварка их каркасов была категорически запрещена из-за использования в них продольной арматуры класса А-III марки 35ГС. Сварочное оборудование для изготовления этих каркасов нашей промышленностью не выпускается. НИИЖБ предложил использовать для этих целей установки, изготавливаемые в построечных услови-

ях передовыми предприятиями Поволжья, Тулы.

Темпы строительства Тобольского НХК в начале 80-х годов были высокими, и работа не допускала отлагательств. На передовые предприятия страны срочно были командированы специалисты завода с работниками НИИЖБа для изучения опыта изготовления свай с навивкой и сваркой спиральной арматуры контактной точечной сваркой. Завод ЖБИ закупил две такие машины и наладил изготовление свай по передовой технологии. На нескольких постах была также организована вязка каркасов некоторых типов свай. Однако Госстандарт г.Тюмени наложил штрафные санкции на эту продукцию, так как она не соответствовала стандарту на сваи, в котором вязка не предусмотрена. НИИЖБу, являющемуся одним из разработчиков этого стандарта, пришлось обращаться в проектную организацию, разработавшую эти сваи и тоже являющуюся автором этого стандарта, и совместно разъяснять стандартизирующей организации, что по качеству изготовления лучшими являются арматурные каркасы свай и других подобных изделий с вязкой крестообразных соединений рабочей арматуры с хомутами. Из-за того, что вязка арматуры, по сравнению с контактной точечной сваркой, менее производительна, она применяется только при изготовлении наиболее ответственных железобетонных конструкций, например, колонн и балок мостовых конструкций, железобетонных дымовых труб и других подобных конструкций.

Несмотря на аргументированные и убедительные доводы, снять с завода многомиллионные штрафные санкции удалось только частично. Стандартизирующие организации не интересуют качество продукции, они не компетентны его определять, а проверяют только соответствие продукции стандарту. Если вязка арматуры допускается, то надо внести в стандарт соответствующие изменения или дополнения. Для изменения стандарта требуется не менее года, поэтому заводу ЖБИ пришлось смириться с этими штрафами. Но для НИИЖБа это было поучительным уроком. Если можно допустить вязку арматуры в каркасах свай, колонн, балок и других подобных изделий, то в стандарте на эти конструкции, помимо рекомендуемых высокопроизводительных способов соединения арматуры, необходимо указывать и менее производительные,

но допускаемые способы изготовления этих каркасов.

В начале 90-х годов в Тобольском регионе появилась большая потребность в железобетонных кольцах диаметром 1000 и 1500 мм. Эти кольца используются при прокладке различных подземных коллекторов, стоков, а также при изготовлении многочисленных колодцев в сельской местности.

Применяемый на заводе способ изготовления этих колец в металлической съемной после твердения бетона форме уже давно не устраивал заводчан из-за низкой его производительности, высокой трудоемкости и большой потребности в формах. Приобретенная и смонтированная на заводе механизированная установка для изготовления колец из песчаного бетона с немедленной их распалубкой после формования была еще хуже. Незначительные отклонения в технологии и в консистенции раствора приводили к большому количеству брака (до 30%). Качество колец из-за низкой прочности песчаного бетона и наличия усадочных трещин не устраивало потребителей.

На строительной базе НХК была случайно обнаружена разукомплектованная установка СМ-210К для автоматизированного изготовления железобетонных колец диаметром 1000 и 1500 мм. Завод ЖБИ ее приобрел без документации, форм и некоторых узлов. В действующих и старых каталогах выпускаемого предприятиями "Строммашина" оборудования такой установки не было. После долгих поисков с помощью института Гипростроммаш удалось найти подобную действующую установку на Хотьковском заводе ЖБК в Подмоскowie. Однако выпускаемые на этой установке кольца указанных диаметров имеют толщину стенок 160 мм. На эти кольца расходуется в 1,6 раза больше бетона, чем на аналогичные кольца с толщиной стенок 100 мм. После корректировки чертежей форм и некоторых узлов установки удалось устранить этот недостаток. К сожалению, в построенных условиях не все недостающие узлы установки удалось восстановить, вместо автоматизированной она получилась механизированной. Производительность установки для завода получилась достаточной (3–4 кольца в час), качество колец повысилось, трудоемкость их изготовления снизилась в несколько раз.

В настоящее время НИИЖБ по договорам оказывает техническую

помощь заводу по новым арматурным сталям, совершенствованию технологических процессов, приобретению и наладке контрольно-измерительной аппаратуры, обновлению научно-технической и нормативной документации, освоению и испытанию новых железобетонных конструкций, наладке и аттестации лабораторного оборудования и контрольно-измерительных приборов, лицензированию предприятия, а также осуществляет его общую техническую политику.

Иногда НИИЖБу удается оградить завод ЖБИ от чрезмерных расходов по договорам с многочисленными местными оказывающими техническую помощь и контролирующими организациями (строительный институт, метрологическая служба, аттестационный и лицензирующий отделы, налоговая и страховая инспекции). Из-за тяжелого финансового положения эти организации в последние годы односторонне активизировали свою деятельность, за незначительную низкоквалифицированную помощь они требуют с завода иногда очень большие суммы денег.

Следует отметить, что НИИЖБу с каждым годом все сложнее выполнять работы по договорам с заводом ЖБИ Тобольска, расположенного на расстоянии 2500 км от Москвы. Несмотря на строжайшую экономию, слишком большими становятся командировочные и другие расходы. Большие затруднения вызывают перечисления институту денег за выполненный объем работ. Сейчас банки не только непомерно увеличивают процент отчислений за эти услуги, уже превышающий половину суммы перечислений, но и время их перевода. Срок поступления денег от завода в институт иногда составляет 2–3 мес.

Несмотря на все эти трудности, контакты НИИЖБа с заводом пока не прерываются. Завод ЖБИ ЗАО "Тоболжелезобетон", несмотря на затруднительное финансовое положение (работчие и ИТР по полгода не получают зарплату), находит, хотя и не очень большие, средства для финансирования договоров с НИИЖБом. На заводе иногда проводятся испытания новых машин и приспособлений, разработанных институтом или при его участии другими организациями.

20-летнее творческое сотрудничество ЗАО "Тоболжелезобетон" и НИИЖБа весьма плодотворно. Экономический эффект от него в десятки раз превышает затраты на его финансирование.

Поздравляем лауреатов!

Постановлением Правительства РФ от 6 апреля 1998 г. № 382 премии Правительства Российской Федерации 1997 года в области науки и техники за комплекс работ по теории железобетона присуждены:

Бондаренко Виталию Михайловичу, Булгакову Сергею Николаевичу, вице-президентам Российской академии архитектуры и строительных наук, **Замараеву Аркадию Васильевичу**, кандидату технических наук, начальнику отдела той же академии; **Александровскому Сергею Владимировичу**, доктору технических наук, ведущему научному сотруднику Научно-исследовательского, проектно-конструкторского и технологического института бетона и железобетона, **Залесову Александру Сергеевичу, Карпенко Николаю Ивановичу**, докторам технических наук, заведующим лабораториями того же института; **Гениеву Георгию Александровичу**, члену-корреспонденту Российской академии архитектуры и строительных наук, заведующему сектором лаборатории Государственного центрального научно-исследовательского и проектно-экспериментального института ком-

плексных проблем строительных конструкций и сооружений имени В.А.Кучеренко; **Зайцеву Юрию Владимировичу**, доктору технических наук, ответственному секретарю Политического консультативного совета; **Ивахнюку Вилену Алексеевичу**, члену-корреспонденту Российской академии архитектуры и строительных наук, ректору Белгородской государственной технологической академии строительных материалов; **Назаренко Виталию Григорьевичу**, доктору технических наук, профессору Московского института коммунального хозяйства и строительства; **Санжаровскому Рудольфу Сергеевичу**, доктору технических наук, проректору Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета; **Серых Роману Леонидовичу**, доктору технических наук, начальнику отдела Министерства науки и технологий Российской Федерации; **Щербакову Евгению Николаевичу**, доктору технических наук, главному научному сотруднику акционерного общества "Научно-исследовательский институт транспортного строительства".

БИБЛИОГРАФИЯ

Полезный справочник

Специалистами Научно-исследовательского, проектно-конструкторского и технологического института бетона и железобетона (НИИЖБ) подготовлен к печати, а издательством "Новый век" тиражом 1000 экземпляров выпущен в свет новый справочник "Производство бетонных и железобетонных конструкций" объемом 24 печатных листа.

С момента издания последнего аналогичного справочника (Производство сборных железобетонных изделий — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1989 — 447 с.) прошло уже десять лет. Структурная перестройка строительного производства и базы строительной индустрии, тесно связанная со снижением объемов промышленного и увеличением доли жилищного строительства, появление и усиление сектора индивидуальной застройки, переход от сборного домостроения к сборно-монолитному и монолитному, попытки снижения материальных затрат и повышения качества привели к значительному расширению и изменению номенклатуры бетонных и железобетонных изделий, прежде всего за счет использования местных материалов, в том числе техногенных отходов. За прошедший период разработаны и получили практическое применение новые машины, оборудование и технологии, внедрение которых направлено на снижение энергоёмкости и материалоемкости промышленности строительных материалов.

Справочник состоит из десяти глав и содержит основные сведения о современных конструкциях зданий и сооружений, изделиях, в том числе для маломэтажного строитель-

ства, об исходных материалах для изготовления бетона и железобетона (вяжущие, заполнители, химические добавки, арматура, отделочные и вспомогательные материалы и т.п.). В справочнике детально рассмотрены требования к бетонным смесям и затвердевшему бетону, описаны технология и оборудование для арматурных работ, приготовления, транспортирования, укладки и уплотнения бетонной смеси, режимы вызревания и пропаривания изделий. Отдельная глава посвящена свойствам и технологии производства специальных бетонов: силикатных, жаростойких, ячеистых, полимербетонов и бетонополимеров. Особое место занимают вопросы контроля качества и сертификации бетона и железобетона.

Новый Справочник выгодно отличается от предыдущих изданий сведениями о производстве и применении мелкоштучных цементно-песчаных изделий (стеновые камни, черепица, тротуарная плитка, элементы ограждений и декора и др.), использование которых позволяет вести ручной монтаж или монтаж средствами малой механизации. Значительно расширен раздел, посвященный применению химических добавок, поскольку за последние годы современная технология бетона претерпела кардинальные изменения именно благодаря химизации.

Важно подчеркнуть, что в ближайшее время, по-видимому, не возникнет потребности в строительстве новых крупных предприятий по производству строительных материалов. Преимущественным направлением восстановления и развития индустрии станет реконструкция, обновление техно-

логий и ассортимента, расширение доли малого бизнеса. Вот почему заключительные главы Справочника подробно анализируют возможности диверсификации производства, максимального использования материальных, трудовых и энергетических ресурсов, перспективы отрасли.

К сожалению, в Справочнике практически не нашли отражения вопросы строительной экологии, снижения негативного влияния производственных процессов на окружающую среду. Полезно было бы в заключительной части привести сведения о действующих нормативных документах (СНиП, ГОСТ и ГОСТ-Р, отраслевые стандарты и технические условия на отдельные виды продукции и т.д.), что в значительной степени облегчило бы использование Справочника и во многом способствовало бы анализу текущей ситуации в области стандартизации.

Все это несколько не снижает общего хорошего впечатления о полезном для широкого круга специалистов пособии, которое может пригодиться и технологам, и проектировщикам, и студентам вузов и техникумов. Учитывая, что в настоящее время справочная литература издается в недостаточном количестве, выход в свет этого издания является весьма актуальным.

По вопросам приобретения Справочника можно обращаться в группу научно-технической информации и изданий НИИЖБ по адресу:

109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6.

*Тел. (095) 174-7665, 174-7597
Факс (095) 171-0384, 170-5242*

Поздравляем юбиляра!

18 апреля 1998 г. исполнилось 85 лет со дня рождения президента Ассоциации “Железобетон”, главного научного сотрудника Научно-исследовательского, проектно-конструкторского и технологического института бетона и железобетона (НИИЖБ) ГНЦ “Строительство”, Почетного члена Российской Академии архитектуры и строительных наук, доктора технических наук, профессора, лауреата Государственной премии СССР **Константина Васильевича Михайлова**.

Вся трудовая деятельность Константина Васильевича — свыше 60 лет — неразрывно связана со строительством. Начав ее десятником на строительстве авторемонтного завода, К.В.Михайлов стал ученым мировой величины, вице-президентом ФИП. В течение многих лет он успешно занимается решением важнейших проблем развития железобетона, ему принадлежат глубокие теоретические и экспериментальные исследования различных видов низкоуглеродистой и высокопрочной арматуры, широко применяемой в строительстве.

Хорошо известен вклад юбиляра в развитие промышленности сборного железобетона. Комплексные работы по технологии производства обычных и предварительно напряженных конструкций, их расчету на статические и многократно повторные нагрузки давно и прочно вошли в практику на предприятиях всего бывшего Союза. С 1965 по 1988 год К.В.Михайлов возглавлял НИИЖБ. За этот период институт был награжден орденом Трудового Красного Знамени, шесть раз выходил победителем во Всесоюзном соревновании.

Константин Васильевич по-прежнему активно участвует в международном научно-техническом сотрудничестве, на протяжении многих лет работая в комитетах и комиссиях ряда международных организаций. За большие заслуги он избран почетным членом ФИП и награжден медалью этой всемирно признанной организации. Юбилар и сегодня ведет большую научно-общественную работу, являясь членом нескольких специализированных советов по присуждению ученых степеней, членом редколлегий журналов, руководителем многих творческих коллективов. Долгие годы он возглавлял редакцию журнала “Бетон и железобетон” в качестве ее главного редактора.

К.В.Михайлов является участником Великой Отечественной войны, ликвидатором аварии на Чернобыльской АЭС.

Научные труды одного из крупнейших в своей области ученых страны общепризнанны. Им опубликовано свыше 300 печатных работ, 12 монографий, получено более 80 авторских свидетельств и патентов, под его руководством подготовлено свыше 50 квалифицированных специалистов. Высокими правительственными наградами — орденами Ленина, Октябрьской Революции, Трудового Красного Знамени, Отечественной войны II степени, медалями, дипломами отмечен вклад Константина Васильевича в развитие народного хозяйства страны.

Поздравляя юбиляра, редакция и редколлегия нашего журнала желают ему крепкого здоровья, семейного благополучия и дальнейших творческих успехов.

Редакционная коллегия: **Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Ф.А.Иссерс, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.П.Сизов, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаяутин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков**

Оригинал-макет изготовлен в редакции журнала

Технический редактор Н.Е.ЦВЕТКОВА

Подписано в печать 20.05.98. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная.
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 511

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул., 23а

Т е л. 292-6205

Отпечатано в типографии № 9

Комитета РФ по печати

109033, Москва, Волочаевская, д. 40

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru



**пром
ресурс
комплект**

**Предлагает со складов
в Москве, Ст.Петербурге
и под заказ**

А

Металлопрокат:

- Арматура
- Балка
- Круг
- Лист
- Профнастил
- Уголок
- Швеллер
- Труба

Б

Нефтепродукты:

- Бензин
- Гудрон
- Мазут
- Дизельное топливо
- Моторные масла
- Нефтебитум

Москва
(095) 918-0400
918-1979

С-т.Петербург
(812) 275-3798
277-0328



Если Вы производите
потребляете или
продаете металл,
стойматериалы, ЖБИ -

**обратите особое
внимание!**

- Бесспорный лидер на информационно-маркетинговом рынке в сфере торговли черным металлопрокатом, кабелем, проводом, пиломатериалами, бетоном, раствором, цементом, кирпичом и транспортными услугами.
- Уникальная, лаконично поданная, детализированная информация об интересующем вас товаре, его количестве, местонахождении, цене.
- Еженедельно более 25 тысяч предложений от более 300 производителей и продавцов названной продукции.
- Распространение во всех без исключения регионах России и странах СНГ.

КОНЪЮНКТУРА РЫНКОВ

Еженедельный Информационный Бюллетень
Тел.: (095) 362-7857, 362-7345

КОТТЕДЖ' 98



3-я МЕЖДУНАРОДНАЯ ВЫСТАВКА

6–9 июля 1998 г. Россия, Москва

Выставочный комплекс ЗАО “Экспоцентр” на Красной Пресне

Тематика выставки

❖ Архитектурные решения домов, коттеджей, садовых домиков и строений из различных строительных материалов: бетона, кирпича, бруса, оцилиндрованных бревен, досок, щитовых панелей и т.д.

❖ Передвижные жилые автофургоны, “дачи на колесах”, караваны

❖ Образцы бань, бань-саун, гаражей, хозблоков, теплиц, стационарных и передвижных мини-бассейнов, туалетов, заборов, изгородей, ворот и калиток

❖ Внутренняя планировка помещений, домов, коттеджей и других строений

❖ Материалы для внешней и внутренней отделки строений, для перекрытий, потолков, стен, полов и т.д.

❖ Материалы для антисептирования и антипирирования, теплоизоляционные и акустические материалы, лаки, краски, обои, пластик, линолеум; пленки, ткани и т.д.

❖ Столярные и скобяные изделия: окна, двери, скобы, замки, жалюзи, задвижки, защелки и т.д.

❖ Кровли и крыши; новые долговечные виды мягких кровельных и гидроизоляционных материалов

❖ Различные системы водоснабжения: разводка внутри помещений; колонки, питание от водонапорной башни; индивидуальные

водонапорные устройства, системы орошения земельного участка и водоотведение

❖ Устройство ванн, душевых, кухонь и т.д., образцы применяемых труб, сантехнического оборудования, приборов и принадлежностей

❖ Различные системы и устройства индивидуальной канализации и применяемые материалы и оборудование

❖ Подводка электропитания к строениям; заземление, электроразводка внутри помещения; оборудование; электрические приборы и автоматика

❖ Системы индивидуального газоснабжения; газобытовые приборы

❖ Различные системы индивидуального тепло-, газо- и водоотопления, печи; камины и нагревательные приборы

❖ Системы охранной сигнализации и противопожарной защиты; сейфы, ящики для хранения ценностей и т.д.

❖ Дачная мебель, оборудование спортивных площадок и зон отдыха

❖ Варианты планировок земельного участка

❖ Малые формы, применяемые при оборудовании и обустройстве земельных участков

❖ Услуги по строительству домов, коттеджей и строений в сельской местности

 **ЭКСПОЦЕНТР**

Россия, 123100 Москва, Краснопресненская наб., 14

Тел.: (095) 255-3763, 255-2821

Факс: (095) 205-6055 Интернет: <http://www.expoctr.ru>